鋼製透過型砂防堰堤のレベル II 設計荷重と照査法に関する研究

防衛大学校理工学研究科後期課程

装備・基盤工学系専攻　防災工学教育研究分野

小松　喜治

令和４年　３月

鋼製透過型砂防堰堤のレベルII設計荷重と照査法に関する研究

小松　喜治

研究成果の概要

我が国には，土砂災害危険箇所は約 60 万箇所あり，そのうち土石流危険渓流等は約 18 万渓流である．しかし，土石流危険渓流における対策構造物の整備状況は十分ではない．加えて，異常気象を原因とした記録的な台風および集中豪雨の影響により，大規模な土砂災害が多く発生している．中でも，土石流による被害は甚大であり，対策構造物である砂防堰堤の損壊などを引き起している．そのため，現行設計荷重より大きな荷重を想定した設計法（レベル II 設計）の必要性が高まってきた．しかし，レベル II 設計は砂防計画論として検討されているが，具体的な砂防堰堤に対する荷重モデル，構造応答および限界状態の検討については行われていない．

そこで本研究は，現行設計荷重モデルを基に，レベル II 荷重を想定した動的な設計荷重モデルと静的な設計荷重モデルについて提案し，併せてレベル II 設計荷重に対応する限界状態を踏まえた照査法を検討するものである．

なお，本論文は 7 章で構成され，本研究における各章の内容と成果の概要は以下のものである．

第 1 章「序論」では，透過型砂防堰堤の損壊事例を分析したうえで，設計基準の改訂状況を整理し，土石流の運動形態および透過型砂防堰堤に関する既往の研究を整理した．これにより，現行設計における問題点を具体化し，レベル II 設計体系における留意すべき事項および課題を把握し，本研究の位置づけを明らかにした．

第 2 章「透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重に及ぼす堰堤前面傾斜角の影響に関する実験」では，被災事例を基に，土石流の衝突メカニズムについて明らかにし，上流側に傾斜を有することにより，先行停止礫と後続流の制動区間が延びるため摩擦の影響を受け，砂防堰堤に作用する土石流荷重が低減されることを明らかにした．

第 3 章「透過型砂防堰堤における土石流衝撃荷重低減構造に関する実験」では，透過型砂防堰堤における土石流の衝突メカニズムを解明するため，上流側に簡易な円柱モデルの上流置減勢工を設置することにより，先行停止礫と後続流の制動区間を延ばすことで，後続流は先行停止礫により土石流は勢いを失い，透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重が低減されることを明らかにした．

第 4 章「透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討」では，砂防堰堤の転倒安定限界条件に着目し，土石流荷重と転倒モーメントを同時に計測できる実験装置を創作し，透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重分布から土石流流体力と堆砂圧を組み合わせた動的な荷重分布モデルを提案した．提案モデルによる実験の再現性について検討し，その結果抵抗モーメントを超えるモーメントが作用し続けることで，堰堤モデルは転倒運動し，その際の堰堤モデルの浮き上がり量は作用モーメント積の大小の影響を受けることを明らかにした．また，提案モデルでは，設計において安全側に評価できることを示した．

第 5 章「レベル II 設計荷重モデルの提案と評価」では，先行研究を基に，ピーク流量と流域面積関係から土石流水深および流速を求め，レベル II 荷重を設定する方法を提案した．また，実規模スケールでの動的荷重モデルを使用した弾塑性解析および土石流流体力を徐々に大きくするプッシュオーバー解析により，静的応答と動的応答を比較すると最大変形量はほぼ一致しており，構造応答は土石流荷重の

増減による影響が大きいことを明らかにした．また，構造物の限界状態を部材変形の限界値とすることで構造物の保有耐力を評価する手法について提案した．

第 6 章「既存不適格となる透過型砂防堰堤への対策法の検討」では，レベル II 設計体系において既存不適格となる構造物の対策法として，上流側に上流置減勢工を設置することによって設計荷重が低減されることを前提とすると，レベル II 設計荷重に対して耐えることが可能となることを明らかにした．また，透過型砂防堰堤の肩部に隣接するコンクリート堰堤から反力を得られるような補強部材を取り付けることを提案し，その有効性を確認した．

第 7 章「結論」では，本研究で得られた成果を総括し，今後の展望について述べた．

目　次

第１章　序　論

1.1　土砂災害の現状・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1
1.2　鋼製透過型砂防堰堤の被災事例・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3
1.2.1　南木曽町被害地区における被災事例 ・・ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3
1.2.2　根知川第 10 砂防堰堤における被災事例 ・ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 4
1.3　砂防堰堤に対する土石流荷重に関する既往研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6
1.4　砂防堰堤の設計と動向・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 8
1.4.1　鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 8
1.4.2　性能設計の動向・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 12
1.5　本研究の目的と構成・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13

第２章　透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重に及ぼす堰堤前面傾斜角の影響に関する実験

2.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 15
2.2　実験の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16
2.2.1　実験装置・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 16
2.2.2　堰堤モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 17
2.2.3　土石流モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 18
2.2.4　実験ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 18
2.3　実験結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 19
2.3.1　捕捉堆積形状・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 19
2.3.2　捕捉堆積過程・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 20
2.3.3　荷重～時間関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 22
2.3.4　堰堤前面傾斜角が最大衝撃荷重に及ぼす影響・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 24
2.3.5　設計式との比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
2.3.6　堰堤前面傾斜角が捕捉堆積過程と最大衝撃荷重に及ぼす影響の考察・・・・・・・・・・・・・ 26
2.4　結　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 27

第３章　透過型砂防堰堤における土石流衝撃荷重低減構造に関する実験

3.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
3.2　実験の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
3.2.1　実験装置等の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
3.2.2　上流置減勢工 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
3.2.3　実験ケース ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 29
3.3　実験結果 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 30
3.3.1　捕捉堆積過程・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 30

3.3.2　荷重～時間関係　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 33
3.3.3　上流置減勢工による最大衝撃荷重低減効果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 35
3.3.4　上流置減勢工の荷重低減メカニズム・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 36
3.4　結　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 38

第４章　透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝撃荷重に関する実験的検討

4.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
4.2　実験の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
4.2.1　実験装置　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 39
4.2.2　堰堤モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 40
4.2.3　土石流モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 41
4.2.4　堰堤モデル転倒過程・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
4.3　実験結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
4.3.1　事前実験　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 42
4.3.2　転倒限界の重錘質量　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43
4.3.3　荷重～時間関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 43
4.3.4　作用モーメント～時間関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 44
4.3.5　捕捉堆積過程と荷重分布の変化・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 45
4.4　動的荷重モデルの提案　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 46
4.4.1　model-A・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 47
4.4.2　model-B・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 48
4.4.3　動的荷重モデルと実験の比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 49
4.5　解析構造モデルおよび解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
4.5.1　解析モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
4.5.2　転倒に対する時刻歴再現性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 50
4.5.3　最大浮き上がり量～重錘質量関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 52
4.5.4　転倒限界判定の再現性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 52
4.6　結　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54

第５章　レベルII設計荷重モデルの提案と評価

5.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55
5.2　現行設計荷重（レベルI設計荷重）と提案型設計荷重（レベル II 設計荷重）・・・・・・・・・・・ 55
5.2.1　レベル II 設計荷重モデルの概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 55
5.2.2　現行設計荷重（レベル I 設計荷重）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 56
5.2.3　提案型設計荷重（レベル II 設計荷重）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
5.2.4　Model-I・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
5.2.5　Model-II・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 58
5.2.6　Model-III・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59
5.3　検討条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59
5.3.1　流域条件　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59

5.3.2　構造モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59
5.3.3　レベル I 設計荷重・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 60
5.3.4　レベル II 設計荷重・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 61
5.4　解析結果と考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
5.4.1　現行設計荷重（レベル I 設計荷重）・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 62
5.4.2　Model-I・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
5.4.3　Model-II・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67
5.4.4　Model-III・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 69
5.5　結　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 70

第６章　既存不適格となる透過型砂防堰堤への対策法の検討

6.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71
6.2　設計検討条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71
6.2.1　構造モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 71
6.2.2　荷重モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72
6.2.3　解析方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72
6.2.4　レベル I 設計照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 72
6.2.5　レベル II 設計照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 73
6.3　上流置減勢工・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 74
6.3.1　上流置減勢工による対応方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 74
6.3.2　弾塑性解析による照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 75
6.3.3　照査の総括・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 76
6.4　肩部補強法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 78
6.4.1　肩部補強法の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 78
6.4.2　補強解析モデル・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 79
6.4.3　解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 80
6.4.4　側方のコンクリート部の安定性照査・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 82
6.5　結　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84

第７章　結　論

7.1　緒　言・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 85
7.2　本研究成果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 85
7.3　今後の課題・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 87

謝　辞・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 89
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 90
本研究に関連して発表した論文等 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 97

付録Ⅰ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 101
付録Ⅱ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 109

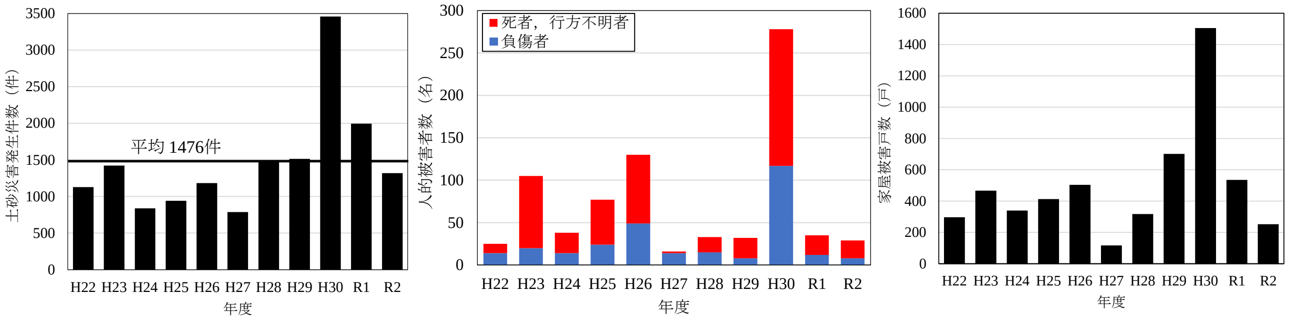
第 1 章　序　論

1.1　土砂災害の現状

日本は，国土の 7 割が山地丘陵地であり，地震に加えて局地的な集中豪雨や台風など自然災害の多い国である．このような国土地形と降雨特性によって斜面崩壊，地すべりまたはがけ崩れによる土砂災害が多い．土石流は土砂災害の一形態であるが，公共構造物や人家への破壊力が大きく，かつ高速な移動現象のため避難行動による被害低減が難しい．

図-1.1 に，直近 10 年間の土砂災害発生件数および人的・家屋被害件数[1)]を示す．**図-1.1(a)**の土砂災害発生件数において，10 年間の土砂災害発生件数の年間平均は 1,476 件である．平成 30 年の土砂災害発生件数は 3,459 件で突出しているが，これは広島県など西日本を襲った平成 30 年 7 月豪雨[2)]による被害の甚大さを反映している．なお，広島県における犠牲者の約 8 割が土砂災害によるものであった．**図-1.1(b)**，**(c)**には，人的被害，家屋被害戸数を示しており，平成 30 年は同様に他に比して多く，大規模にわたる災害であったことがわかる．

近年の土石流災害としては，令和 3 年 7 月の大雨の影響により，静岡県熱海市において大規模な泥流型土石流の発生により，多大な人的被害および財産被害を及ぼした．**写真-1.1** に，土石流発生後の崩壊源頭部を示す．土石流発生時，熱海市では 48 時間で 321 mm の記録的な降水量を観測しており，土中の水分が飽和状態となったと考えられている．また，平成 28 年の台風においては，鹿児島県霧島市において流木混じり土石流が発生し，多くの被害を出している[3)]．さらに，平成 29 年 7 月の九州北部豪雨においては，大量の流木を含んだ土石流が発生し，生活地域に氾濫侵入し，大きな被害をもたらした[4)]．



(a)　土砂災害発生件数　　(b)　人的被害者数　　(c)　家屋被害戸数

図-1.1　近 10 年の土砂災害発生件数および人的・家屋被害件数[1)]

写真-1.1　崩壊源頭部（熱海　令和 3 年 7 月）

(a)　透過型砂防堰堤　　　　(b)　不透過型砂防堰堤

写真-1.2　砂防堰堤

このような被害を生起する土石流の生活地域への侵入を防ぐために，**写真-1.2** に示すような砂防堰堤が設置されている．**写真-1.2(a)**に示す透過型砂防堰堤（以下，透過型と呼称する.）は，通常時は水や砂礫の流下を許し，かつ魚類の上・下流への移動を妨げない構造である．しかし，一旦土石流が発生すると，土石流の先頭部に巨礫や流木が集中する特性によって，空隙部に巨礫が捕捉され閉塞され，**写真-1.2(b)**に示す不透過型砂防堰堤（以下，不透過型と呼称する.）と同様に後続土石流を捕捉し，その流出を防ぐことが期待されている.

このような対策の有無にかかわらず，土石流が発生する恐れのある土石流危険渓流は，全国に 183,863 渓流存在しており，人家 5 戸以上等の土石流危険渓流 I に分類される渓流は 89,518 渓流[5]，そのうち砂防堰堤等が 1 基以上整備されている渓流は 22 %とされており[6]，80 %の危険渓流は砂防堰堤が設置されていない状況である．つまり，砂防堰堤を設置するためには現状においても多額の建設費用を要するため，新しく砂防堰堤の設計法を導入する場合には経済的な合理性も必要である.

しかし，前述のように近年の降雨傾向は異常気象に伴う集中豪雨へと変化しつつあり，砂防堰堤の現行設計想定をはるかに越える土石流衝突にさらされており，既往設計荷重を超えた外力に対する設計法についての検討が求められている.

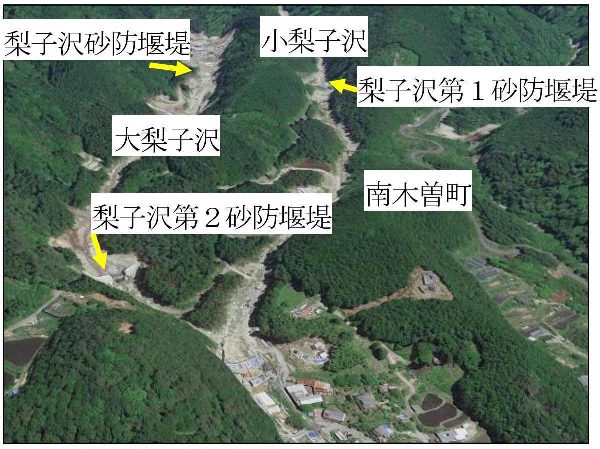


写真-1.3　砂防堰堤位置

(a)　梨子沢第 1 砂防堰堤

(b)　梨子沢第 2 砂防堰堤

写真-1.4　損傷した砂防堰堤

1.2　鋼製透過型砂防堰堤の被災事例

1.2.1　南木曽町被害地区における被災事例 [7),8)]

平成 26 年 7 月 9 日，長野県南木曽町の梨子沢において，台風 8 号に伴う集中豪雨の影響により土石流が発生し，梨子沢の下流部の民家や交通機関に多大な被害を及ぼした．土石流は梨子沢下流一帯に溢れ出し，その被害は人的被害として死亡 1 名，軽傷 3 名であり，住家被害は全壊 10 棟，一部損壊 3 棟，床下浸水 6 棟，非住家被害 12 棟であった．また，JR 中央本線の橋梁が流出して 1 ヶ月間にわたり運行停止となっただけでなく，国道 19 号にも土石流の土砂が大量に到達して，通行止めになるなど膨大な被害をもたらした．

梨子沢は，小梨子沢と大梨子沢に別れており，それぞれの渓流は木曽川への合流点から上流 700 m のところで合流している．**写真-1.3** に示すように，この渓流は土石流の流出を防ぐために合流点より上流部に砂防堰堤が設置されていた．大梨子沢には，重力式コンクリートの不透過型である梨子沢砂防堰堤と部分透過型砂防堰堤といわれる第 2 砂防堰堤が設置されていた．小梨子沢には，透過型である第 1 砂防堰堤が設置されていた．

これらの堰堤が**写真-1.4** に示すように，土石流荷重を受けて損壊した．**写真-1.4(a)**は，損傷した梨子沢第 1 砂防堰堤を下流側から撮ったものである．第2砂防堰堤に比べて，第1砂防堰堤の方が損壊の程度は大きく，**図-1.2** に示すように全体の約 1/3 の上部が破壊して，部材は下流に流出した．一方で，残存した堰堤は約 5,000 m^3 の土砂を捕捉しており，残存部による土石流捕捉性能は発揮された．なお，流出した部材と残存した堰堤は，ボルトによる継手部が切断されていた．また，水平材を接合された 2 列目の柱は堰堤前面にかかる衝撃

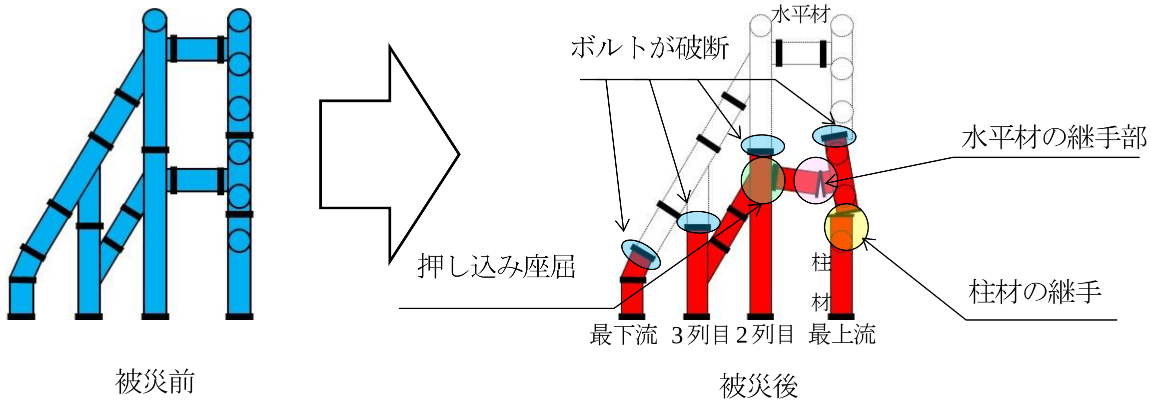
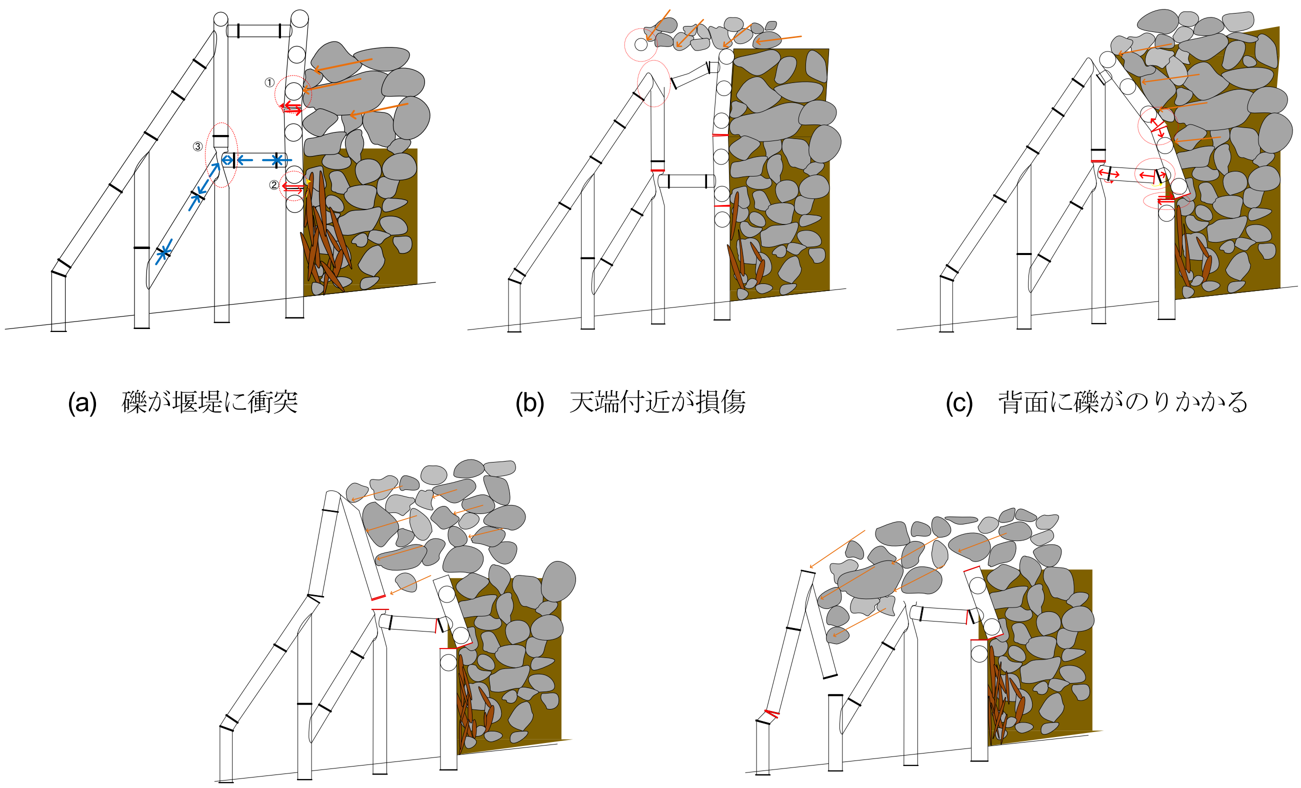


図-1.2　梨子沢第１砂防堰堤の破損



(a)　礫が堰堤に衝突　　(b)　天端付近が損傷　　(c)　背面に礫がのりかかる

(d)　全体に礫がのりかかる　　(e)　上部流出

図-1.3　検討会での堰堤の破壊形態[9)]

荷重により，圧縮されてへこみが生じ，継手の下部フランジが開き，上流側柱材の継手は破断している．

図-1.3 に，検討会の報告書[9)]で推定されている堰堤の破壊形態を示す．**図-1.3(a)**に示すように，土石流の礫が堰堤に衝突後，天端上を越流する礫により天端付近が損傷した．その後，後続の礫により上端の水平材が流出し，前面は片持ち梁状態となり，自由端に加わった土石流衝突力で継手部分は破断し，堰堤上部は流出した（**図-1.3(b)～(e)**）．鋼材の破断は，継手部分に集中してあったことから，フランジ継手の耐荷性能が鋼管部材の耐荷性能より下回っていたことが指摘された．ちなみに，弾性応答を前提とした総応力算定の抵抗指標となる鋼管部材と継手の断面係数について比較すると，鋼管は 5.8×10^3 cm^3，フランジ継手は 9.9×10^2 cm^3 である．鋼管の弾性限界モーメントは，$M_y = \sigma_y \cdot Z = 315 \times 10^2 \times 5{,}760 = 1{,}814$ kN･m，フランジ継手（高力ボルト M22×16 本）の降伏モーメントは，$M_y\!=\!\sigma_y \cdot Z\!=\!900 \times 10^2 \times 986 = 887$ kN･m となり，フランジ継手部の耐力は，鋼管の半分以下となっている．つまり，鋼管本体は継手部より強度が大きいため，継手部が先行して破断して

写真-1.5　根知川第 10 砂防堰堤設置

写真-1.6　被災後

(a)　ボルト部の破断

(b)　曲げ破断継手

写真-1.7　流下した継手部分

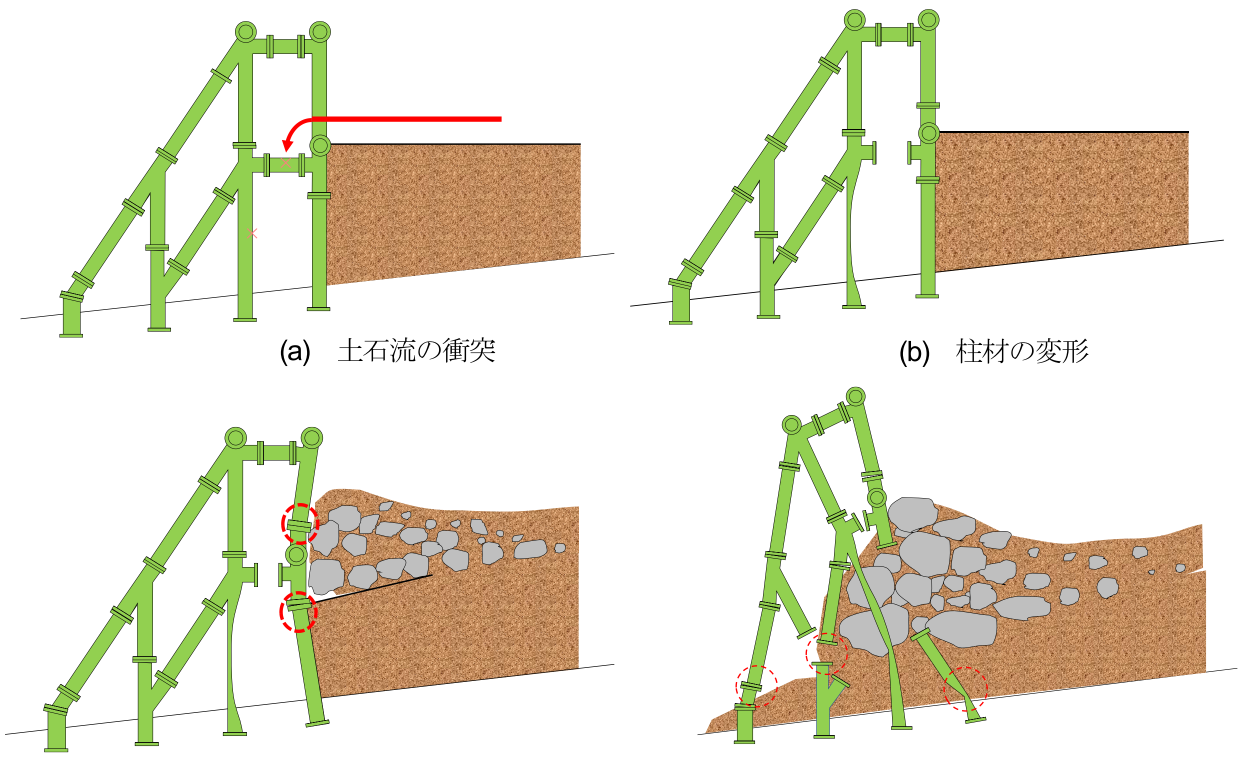
しまったと考えられる．これらのことから，被災における要因としては，指針に基づいた土石流荷重に対して，鋼材としての強度を評価するだけでなく，継手などの構造の細目についても評価する必要があったと指摘されている．

1.2.2　根知川第 10 砂防堰堤における被災事例 10)

写真-1.5 に，根知川第 10 砂防堰堤の設置位置を示すように，根知川第 10 砂防堰堤は「土石流対策技術指針（案）」11)および「鋼製砂防構造物設計便覧 12)」（以下，便覧 12)と呼称する.）に基づき設計され，平成 23 年 12 月に竣工された．しかし，平成 30 年 4 月になって，雪溶け後の観測によって堰堤が破壊していることが確認された．ちなみに，平成 29 年 9 月までは健全だったことは確認されているが，それ以降 4 月までの堰堤がどのような状況にあったかについての情報は，雪深い地域であるため得られていない．なお，平成 29 年 9 月から平成 30 年 4 月までの間に，平成 29 年 10 月に台風 21 号，12 月に震度 3 の地震が発生している．台風 21 号では，糸魚川市で総雨量 411 mm を観測したが，台風通過直後においては健全らしき堰堤が確認できたため，堰堤を損壊させた降雨条件などは未だ不明確である．

写真-1.6 に，被災後に確認された根知川第 10 砂防堰堤を示す．透過部は損壊し流出しており，残存した部材や下流に流出した部材を確認してみると，鋼管部材には石礫の衝突による大きなへこみが確認でき，接合部のボルトの切断が確認された．一方，コンクリート部分については，堰堤非越流部の上流部の側壁の一部が破損している．

写真-1.7 に，破壊して流下した継手部分を示す．**写真-1.7(a)**のボルト部の破断状況から曲げによる引張が原因で破断したとも考えられるが，せん断で破壊した可能性も否定できない．蓋然的には，**写真-1.7(b)**の継手部の上面の曲がり方から，土石流の衝突によりボルトは破断し，下流側に倒れるように転倒したことがこの形態の破壊の主因と考えられる．流出した堰堤の直下流では，直径約 3.0 m ほどの巨礫が転がって到達した



(a)　土石流の衝突　　(b)　柱材の変形　　(c)　継手部の破断　　(d)　下流側部材の破断

図-1.4　破壊メカニズム

ように存在しており，この規模の巨礫衝突が堰堤に破壊をもたらしたと考えられる．設計では最大礫径が 2.0 m と考えられていることから，設計想定を超えた土石流荷重が作用したことになる．

図-1.4 に，検討会で示された破壊形態を示す．まず，根知川第 10 砂防堰堤の特徴として，推定最大礫径は 2.6 m と比較的大きく，部材間隔も広くなっており，部材数の少ない骨組構造であったと指摘している．そのうえで，**図-1.4(a)**の赤線で示すように，礫が 1 段目の上流側と下流側のつなぎ材（1 段目つなぎ材）に直撃し，また下流側下部の柱材に衝突したことによりへこみが生じた．次に，**図-1.4(b)**に礫の衝突等の影響で 1 段目つなぎ材が破損して外れたことにより，上流側の柱材が土石流の衝突に耐えられず，**図-1.4(c)**に示すように継手部に大きな曲げモーメントが生じ破断する．そして，後続流により下流側柱部材および斜材が破損し，流出したと考えられている．

表-1.1　堰堤に作用する荷重の種類

荷重の種類	内　容
自重	想定される体積に堰堤を構成する単位体積重量（kN/m^3）を乗じて求める荷重
静水圧	堰堤の表面に対して直交方向に作用する．
堆砂圧	常時は主働土圧とし，地震時の検討を行う場合には地震時主働土圧を用いる．
浮力	鋼製透過型のように石礫や土砂を中詰めする形式の場合には，堤体内の浸潤線以下の中詰材などの固体に浮力が作用する．ただし，堰堤高 15 m 未満の堰堤の場合は浮力を見込まない．
揚圧力	部分透過型のように基礎コンクリートが厚く揚圧力を見込む状態に作用する．ただし，堰堤高 15 m 未満の堰堤の場合は揚圧力を見込まない．
地震時慣性力	堰堤高 15 m 以上で地震時慣性力を見込む場合は，堰堤に水平方向に作用する．
地震時動水圧	堰堤の堤体と貯留水との接触面の法線方向に作用する．
温度応力	温度変化は±30 ℃とする．ただし，寒冷な地方では，温度変化±40 ℃とする．
土石流流体力	土石流および土砂とともに流水による流体力
礫の衝撃力	礫の衝突による力
流木の衝撃力	流木の衝突による力

1.3　砂防堰堤に対する土石流荷重に関する既往研究

土石流は静止状態にあった土塊が降雨の影響により流動を開始し，やがて停止・堆積する [13)-16)]．この停止条件は，地形，障害物等，多種多様である．土石流の流下過程には，発達・安定・減衰流下の 3 つの流下過程に区分されている [17)]．先頭部に巨礫が集中する分級現象が生起することが指摘されている [18)-21)]．その他にも，分級現象の再現シミュレーションにおいて混合粒径では，逆グレーディング現象によりせん断応力を小粒径から受けることを明らかにした [22)]．高橋 [23)]は，土石流の形態は石礫型や土砂型などで 2 つに分類でき，大粒子と細粒子が混合して流下すると偏析が生じ，土石流先頭部に大粒子が集まることを示した [24),25)]．

一方，土石流形態が構造物に及ぼす影響の観点からも数多くの実験研究が行われている [26)-28)]．三好ら [29)]は，ガラスビーズを用いた実験により，荷重に及ぼす流速，密度および段波形状の影響について考察している．さらに，水山ら [30)]は石礫型土石流における巨礫集中機構に着目して，土石流の流下における特性を整理している．流下機構は，土石流ピーク流量や勾配の影響が多く限定的な流下であることが分かっている [31)-33)]．透過型においては設置位置が偏析状態を前提とした地域に限定されているため，その特性に合わせた荷重評価が求められる [34)]．澁谷ら [35)]は，巨礫のみならず流木が混在した土石流に着目し，流木と巨礫や土砂との偏析現象について実験的に考察し，その衝突荷重について，流木が先行すると巨礫の衝突荷重よりも荷重が低減することを示した．

このような偏析に関する実験や理論面の強化 [36)-39)]が図られている中，嶋ら [40)]は実際に巨礫を捕捉した透過型について，礫径調査 [41)]と鋼管間隔のあり方について考察している．別府ら [42)]は，礫と水を個別要素法と粒子法 [43)]を連成解析する手法を提案している．そこでは，コンクリート堰堤を剛体の板としてモデル化し，土石流モデルを衝突させ衝撃荷重を計測した実験と比較している．

水山ら [44)]は，鋼管製砂防堰堤の部材に巨礫が衝突するときの応答および構造物に対する流体力について，底面勾配を変化させて，生起する流速と波高を測定し，段波形状，堆積状況について再現した実験を行い，

湿潤状態での土圧について調べた．その際，流体力の評価についてロードセルを用いて分割することにより流体場における評価を行い，混相流の連続式を満たすように算出することで，剛体の力学と連続体の流体力学と結び付けている[45]．池谷ら[46]は，土石流の種類を大きく 2 つに分類し，流体理論による土石流荷重と固体理論における土石流荷重に分けて説明した．これを受けて，水山[30]は分類ごとのコンクリート堰堤に対する衝撃力を算定する方法を検討した．そこでは，巨礫の衝突衝撃力を固体理論によって求めるものとして，衝突時における局部的な破壊によるエネルギーから求める方法[47]を提案している．大同[48-51]は，流体理論を基本に，土石流を非圧縮性流体または圧縮性流体とみなし，衝撃力の求め方を示した．これらの研究成果は現行設計法の土石流荷重の算定法として引用されている．

表-1.1 に，堰堤設計のため荷重の種類[52]について示す．なお，一般の土木構造物では，このほかに，風荷重，雪荷重なども考慮されるが，これらは表-1.1 の荷重に比べ影響が小さいことから省略されている．設計時は，表-1.1 に示す荷重を静的荷重として組み合わせるものとされている[53]．

しかし，本研究の対象とする大規模土石流荷重は，大雨で発生した土石流が堰堤に衝突するため，本来堰堤に静的な事象ではなく，微小時間における衝撃荷重として作用し，莫大な破壊ポテンシャルをもって堰堤全体に，または個々の巨礫は局所的に影響を与える．よって，想定外荷重に対する新しい設計を考える場合には，この動的効果について分析し，設計荷重の視点から評価する必要がある．

1.4　砂防堰堤の設計動向

1.4.1　鋼製透過型砂防堰堤の設計法[54]

砂防堰堤の設計は，便覧に基づいて設計が行われている．便覧は，河川砂防技術基準[55]および土石流・流木対策設計技術指針及び同解説[56]を基に作成され，昭和 60 年に初回発刊[57]された後，表-1.2 に示す 4 回の改訂経緯を経ている[58]．

すなわち，平成 5 年版[59]では，主として透過型の荷重の組み合わせが変更され，新たに面外荷重について記述された．

平成 13 年版[12]では，鋼製流木工に関する設計が追加され，透過型および不透過型砂防堰堤の設計を分けて記述されるようになった．

平成 21 年版[55]では，透過型の設計に用いる荷重の算出方法に加え，構造部材の間隔の設定について記述され，砂防堰堤の捕捉面が同一形状となるようになった．

令和 3 年版[58]では，砂防堰堤の弱点となる継手部の照査に加えて，参考資料としてレベル II 荷重に対する安全性照査に関する記述が追加された．

以下，その経緯に伴う設計荷重の変遷を記述する．

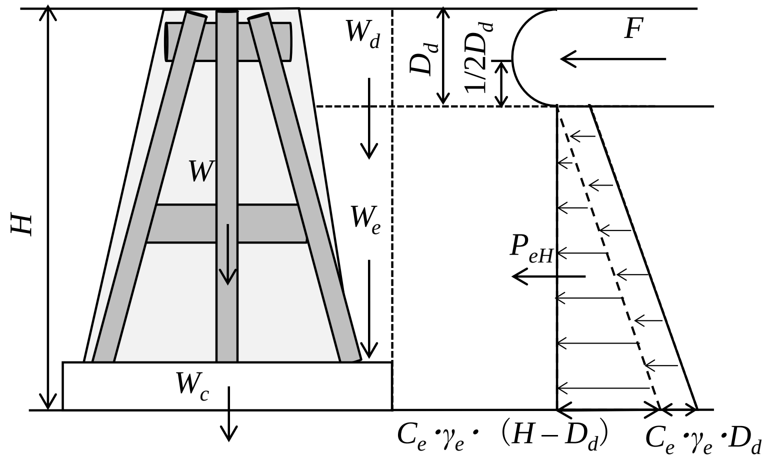
まず，設計荷重は不透過型の荷重を準用している．準用とは，当初は全く同じものであったが，不透過型に用いる静水圧を透過型の透水性を考慮し，昭和 60 年以降に省略していることをいう．よって，昭和 60 年以降の荷重形態は一環して図-1.5 に示すものとなる．

まず，改訂にかかわらず，土石流流体力の下部には堆砂圧の静的な圧力荷重を次式によって与える．

$$P_{eH} = C_e \cdot W_e \cdot (H - D_d) \tag{1.1}$$

表-1.2　鋼製砂防構造物設計便覧の改訂経緯

年	改訂内容
平成5年版	➢ 最小板厚：透過型の規定の追加 ➢ 不透過型の換算壁体幅の算出方法を変更 ➢ 透過型記述の荷重の組み合わせを変更 ➢ 面外荷重について新たに記述 ➢ 土石流対策ダムでは袖部の安定計算追加
平成13年版	➢ 透過型と不透過型に分けて設計法を記述 ➢ 荷重の組み合わせを変更 ➢ 透過型の土砂捕捉機能・効果量を追加
平成21年版	➢ 土石流の流速と水深など，土石流諸元の算出方法 ➢ 透過型の部材間隔の設定 ➢ 透過型の構造計算の考え方 ➢ 堤高15 m以上（透過型）の荷重の考え方
令和3年版	➢ 透過型に関連する事務連絡の対応 ➢ 「透過型の適用の目安」の追加 ➢ 「土石流捕捉性能を規定するために用いる礫径」の追加 ➢ 「継手部の照査」の追加 ➢ 「レベルII荷重に対する安全性照査」の追加 ➢ 「底版コンクリートの保護」の追加 ➢ 「埋込み部の照査」の追加 ➢ 「小規模渓流対策用の透過型」の追加



C_e：土圧係数
ρ_G：礫の単位体積重量
γ_d：土石流の単位体積重量
D_d：土石流水深
H：堰堤高
W_e：堆砂重
W_c：基礎の自重
C_*：堆積土砂の容積濃度
g：重力加速度
γ_e：土砂の単位堆積重量
F：土石流流体力
P_e：堆砂圧
W_d：土石流の重さ
W：鋼材の自重

図-1.5　透過型砂防堰堤の荷重分布図

ここで，P_{eH}：堆砂圧の水平合力（kN/m²），C_e：堆砂のせん断抵抗角によって定まる主働土圧係数，W_e：堆砂の単位体積重量（kN/m³）である．なお，重力式構造物である砂防堰堤には，静止礫圧係数として，主働土圧係数を用いるものとされている．

続いて，土石流流体力は大同の研究[49]を基に，次式で表される．

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U_d^2 \tag{1.2}$$

ここで，F : 土石流流体力（N/m），K_h : 土石流流体力係数（1.0），γ_d : 土石流の単位体積重量（N/m^3），D_d : 水深（m），U_d : 土石流の流速（m/s），g : 重力加速度（9.8 m/s^2）である．

土石流の流速の考え方は，改訂に伴って変遷しており，昭和 60 年版では，高橋のダイラタント流体としての式 [60]である次式で表された．

$$U_d = \frac{2}{5}\left\{\frac{1}{\sin\alpha}\left[C_d+(1\text{-}C_d)\frac{\rho_G}{\rho_W}\right]\right\}^{1/2}\left[\left(\frac{C_*}{C_d}\right)^{1/3} - 1\right]\left(\frac{D_d}{D_{95}}\right)(g\,D_d\,\sin\theta_S)^{1/2} \tag{1.3}$$

ここで，$\sin\alpha$: 係数（0.02），C_* : 堆積土砂の容積濃度，C_d : 土石流濃度，ρ_G : 礫の単位体積重量（2,600 kg/m^3 程度），ρ_W : 水の単位体積量（1,200 kg/m^3 程度），D_{95} : 土石流の代表粒径（m），θ_S : 河床勾配（°）である．

平成 5 年版以降，流速はマニングの式 [61]によって求められ，次式で表される．

$$U_d = \left(\frac{1}{K_n}\right)D_r^{\,2/3}(\,\sin\theta_S\,)^{1/2} \tag{1.4}$$

ここで，K_n : 粗度係数（s・m$^{-1/3}$），D_r : 土石流の径深（m）（$D_r = D_d$（土石流の水深））である．

土石流荷重の大きさを支配する主因である流量については，設置域の流量を基に設計されている [62)-64)]．

昭和 60 年～平成 13 年までは 100 年再現確率の降雨量に基づいてピーク流量 [65]を求めており，次式で表される．

$$Q_P = \alpha\,Q_p = \frac{C_*}{C_*\text{-}C_d}\,Q_P \tag{1.5}$$

ここで，Q_P : 土石流のピーク流量（m^3/s），α : 係数，Q_P : 計画規模の降雨に対する清水の対象流量（m^3/s）である．加えて，平成 13 年版以降は流出土砂量に基づきピーク流量を求めており，次式で表される．

$$Q_P = 0.01\cdot\sum Q = 0.01\cdot\frac{C_*\cdot V_{dqp}}{C_d} \tag{1.6}$$

ここで，ΣQ : 土石流総流量（m^3），V_{dqp} : 1 波の土石流により流出されると想定される土砂量（空隙込み）（m^3）である．平成 13 年版では，式(1.5), (1.6)のどちらかでピーク流量を決定し，それ以降は，式(1.6)でピーク流量を求めることとしている．

求めたピーク流量から，マニングの式および連続の式から土石流流体力および流速を求め，荷重の設定を行ったうえで，現行安定条件に堤体の破壊抵抗の荷重設計を行う．

透過型の設計は土石流・流木対策設計技術指針及び同解説 [66]に基づいて設計されており，原則として非越流部の水通し部を 2 次元断面モデルとした上で，重力式堰堤として下記の条件を満足することを照査することとされている [67]．

① 壁体が転倒しないこと（以下，転倒条件と呼称する.）

② 堤底と基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと（以下，滑動条件と呼称する.）

③ 基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持度以内にあること（以下，支持力条件と呼称する.）

転倒条件は，抵抗モーメントと外力による転倒モーメントの比で与えられ，安全率が 1.2 以上であることを照査する．ただし，堤体高さ 15 m 以上の場合は安全率を 1.5 以上とする．

$$M_S = \frac{M_r}{M_0} \geq 1.2 \tag{1.7}$$

ここで，M_s：転倒条件による安全率，M_0：単位幅あたりの断面に作用する外力による転倒モーメント（N・m/m），M_r：単位幅あたりの断面の自重等による抵抗モーメント（N・m/m）である．

一般に，式(1.7)に代えて，地盤反力が基礎の全幅に作用するように底面における荷重の作用位置が基礎の核（ミドルサード）内に入ることで照査される．

$$d = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma(V \cdot x) - \Sigma(H \cdot y)}{\Sigma V} < \frac{B}{6} \tag{1.8}$$

ここで，d：底面の合力の偏心量（m），B：堤体の基礎幅(m)，V：単位幅あたりの断面に作用する鉛直力（N/m），H：単位幅あたりの断面に作用する水平力（N/m），x：鉛直力の作用位置までの距離（m），y：水平力の作用位置までの距離（m）である．

次に，堰堤は滑動に対して安全でなければならないため，滑動条件として堤体と基礎地盤の接触面における滑動に対する安全率は，以下の式で求められ，転倒条件に準ずる大きさを有しなければならない．

$$F_S = \frac{\mu \sum V}{\sum H} \geq 1.2 \tag{1.9}$$

ここで，F_s：滑動条件による安全率，μ：摩擦係数である．

地盤の支持力に対する安全性は，基礎底面に生じる最大地盤反力と許容地盤支持力との比較により安全性を次式により照査される．

$$Q_m = \frac{\sum V}{B}\left(1 \pm \frac{6 \cdot d}{B}\right) < Q_a \tag{1.10}$$

ここで，Q_m：最大地盤反力，Q_a：許容地盤支持力である．

従来からある不透過型の堤体の破壊[68)-70)]は，コンクリート堤体内に発生する応力がコンクリート強度（20 N/mm^2 程度）に比して極めて小さくなるため照査が省略される．ただし，近年用いられているソイルセメントの場合には材料強度 2.0N/mm^2 以上[71), 72)]を基に照査の代用とされている．透過型の場合には，骨組構造解析により，軸力に関して許容応力度設計を行っている．また，土石流中の巨礫衝突に対しては，節点間の部材を両端固定梁モデルに置換して，修正エリナス式[73), 74)]によりへこみ変形[75), 76)]と完全塑性ヒンジモデルによる梁変形モデルを組み合わせたうえで，ヒンジの塑性回転角に許容値を与えて，吸収エネルギー容量を求め，巨礫の衝突運動エネルギーを上回ることをもって照査している．

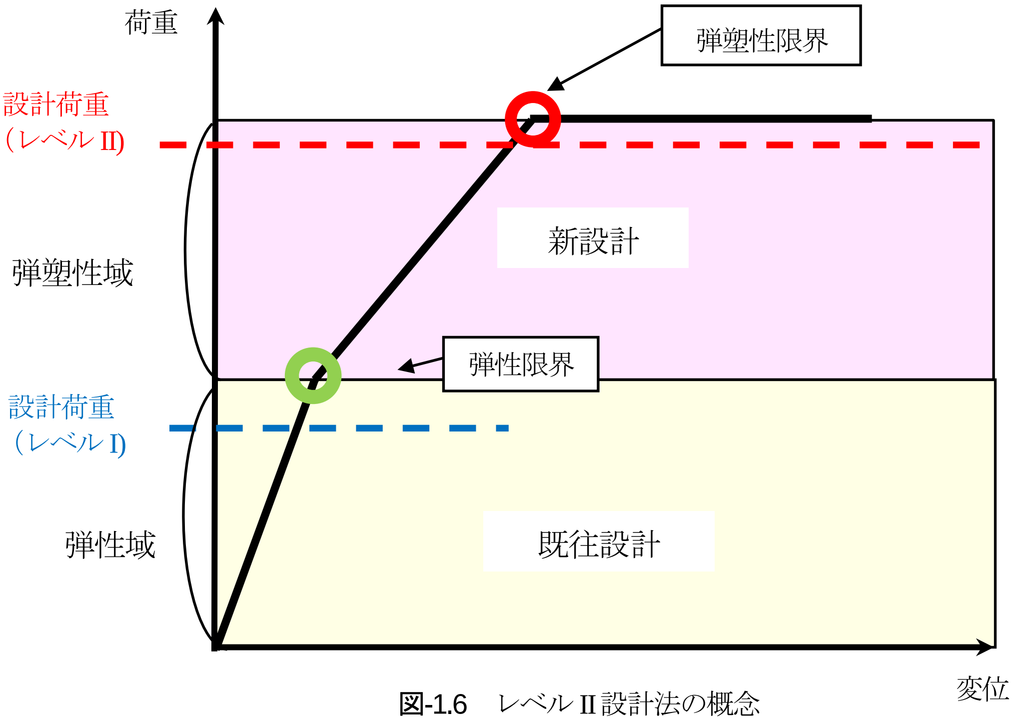


図-1.6　レベル II 設計法の概念

1.4.2　性能設計の動向 [77), 78)]

1.2 節で述べた損壊事例において砂防堰堤には，100 年再現確率の現行設計荷重を上回る荷重が作用したと考えられている．そのため，現行の設計荷重レベルより大きな設計荷重レベルに対する設計体系について検討され始めた [79)]．

現行設計は，100 年再現確率の荷重を前提として許容応力度設計法で行われている [53)]．許容応力度設計法は，古くから親しまれている簡便な設計法で，不確定要素を一つの安全率として限界値に乗じて許容値とする設計法である．しかし，被災事例および国内設計基準の動向から性能設計へと考え方が移行しつつある [80), 81)]．性能設計法には，荷重抵抗係数法や部分係数法などあるが，限界状態設計法の概念によって考えられている．限界状態設計法は，構造物の載荷状態や物理的状態との関係で設定され，要求性能に対する構造物の状態を照査結果から明確にすることが容易であるが，一方で，荷重，限界値，安全係数を適切に設定する必要がある [82)]．

また，想定外の土石流外力に対する透過型の設計法を検討するにあたってリダンダンシー（冗長性），ロバストネス（頑強性），レジリエンス（復元力）が注目されるようになった．リダンダンシーとは構造物の余剰耐力を意味し，構造物の限界状態に対する設計における構造応答の余裕度をもたせることにより想定外の土石流に対しても耐えうることが可能となると考えられている．また，ロバストネスとは構造物としての機能および耐荷性能を保持し続ける能力を意味し，最悪シナリオを想定し，耐荷性能を失わない構造物とすることが望ましいと考えられている．最後に，レジリエンスとは想定外の荷重に対して変形しながらも耐える粘り強さを意味し，リダンダンシーやロバストネスを高めることにより優れた構造物となると考えられている．そこで石川（信）ら [77)]は，設計において 100 年再現確率で求められる流量を第 2 段階（レベル II と呼称する．）の設計荷重を 200～1000 年の再現確率で求めることにより大規模土石流荷重を想定ができ，かつ透過型のリダンダンシ―やロバストネスに着目することにより減災できると提案した．また，嶋ら [83), 84)]は透過型の設計において設計荷重に対する構造物のリダンダンシ―[85)]やロバストネスの評価法の一案としてレベル II 荷重を砂防堰堤の安定計算の限界条件から極限流体力を逆算し求める手法を提案した．さらに，國領ら [86)]はレベル II 設計における構造物の照査法について，レベル II 設計荷重に対する構造応答を弾塑性応答で耐え

られるように必要保有耐力をエネルギー一定則から算出する手法を提案した．国交省の河川砂防技術研究開発において大規模外力に対するプロセスを踏まえた，より合理的かつ効果的な砂防施設の設計手法に関する技術研究開発について検討した[87]．これを踏まえて，石川（芳）[88]は過去のデータからレベルII荷重を推定するために地形図から算出した流出土砂量と流域面積の相関性を示し，計画ピーク流量を確率的に推定する手法を提案した．

しかし，既往の研究において具体的には設計荷重および対応する構造の限界状態の両面について研究もしくは提言された例はない．

1.5　本研究の目的と構成

一般の土木構造物においては，信頼性の一般[89]や作用の指針[52]を踏まえて多段階設計を適用しており，砂防堰堤においても多段階の設計法に移行する必要がある．そこで本研究は，**図-1.6** に示すように，既往の 100 年再現確率を基礎とした既往設計をレベル I 設計と定義したうえで，それを超えるレベル II 設計について検討したものである．なお，対応する構造限界状態としては部材の弾塑性応答上の限界値を想定する．

本研究は，**図-1.7** に示すように７章で構成されており，各章の概要は以下のようになる．

第１章では，近年の我が国における異常気象に伴う大規模被害について取り上げたうえで，既往の研究について整理し，それに基づく現行の設計法について概要を示した．そのうえで，砂防堰堤の性能設計法の導入の必要性を明らかにし，本研究の目的と構成について述べた．

第２章では，長野県南木曽町で起きた 2 つの支川に設置してある透過型の損壊状態の違いを参考にして堰堤前面傾斜角の違いが土石流荷重に及ぼす影響について実験的に検討する．具体的には，直線水路内に前面傾斜角の異なる 1/40 スケールの透過型モデルに作用する荷重～時間関係を計測し，堰堤の前面形状が及ぼす影響について考察するものである．

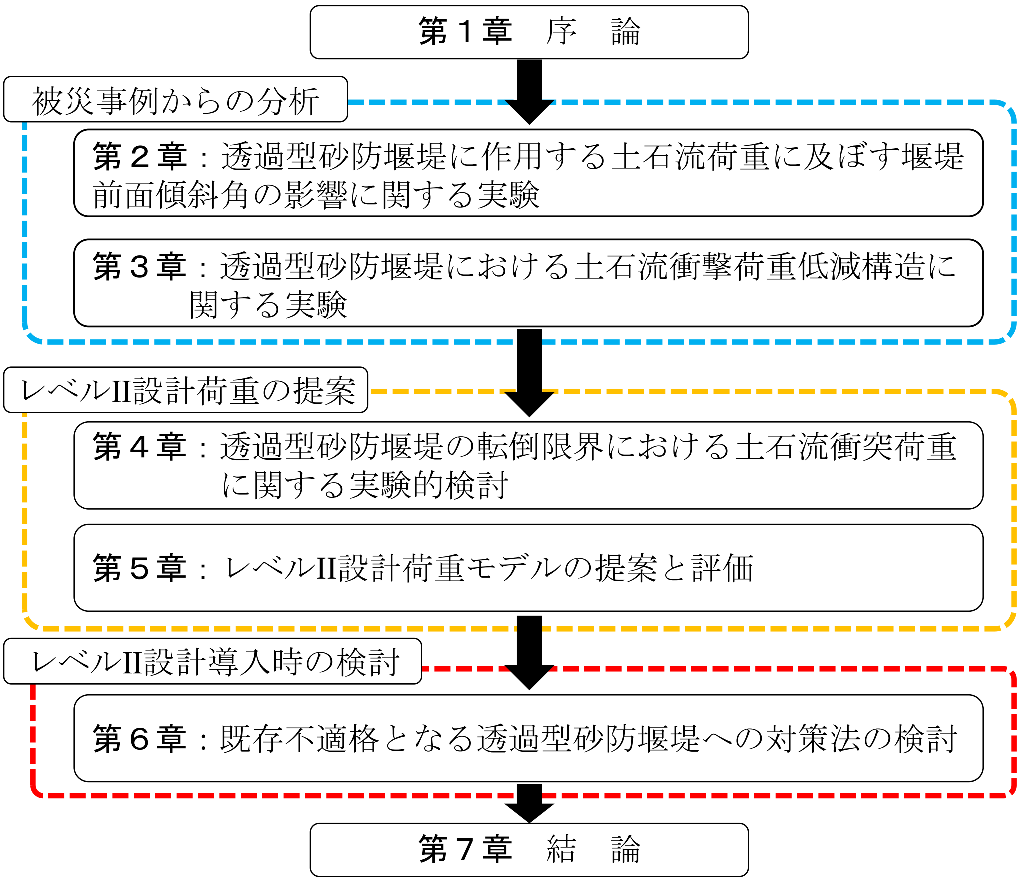
第３章では，**第２章**における考察をもとに透過型砂防堰堤における土石流の衝突メカニズムを解明するため，先行停止礫の制動効果を人工的に作為し，既存砂防堰堤前面から若干離隔したところに小規模の透過型堰堤（以下，上流置減勢工と呼ぶ）を設置することにより，土石流の衝突エネルギーを減勢する方法について検討する．具体的には，上流置減勢工の離隔距離と高さをパラメータとする実験を行い，石礫型土石流の衝撃荷重に対する低減効果について考察するものである．

第４章では，現行設計における問題点から，透過型に作用する動的な荷重分布について明らかにするため，構造安定計算の一つである転倒限界を確認できる実験を行ったうえで，転倒限界付近における土石流荷重の動的荷重分布モデルを提案するものである．続いて，提案モデルに基づき転倒安全性について FEM 解析を行い，実験結果との整合性について検討するものである．

第５章では，**第４章**で提案した動的荷重分布を用いて石川（芳）の研究[91]を基に，提案する手法を用いてレベル II 荷重を定義したうえで，構造応答の違いついて比較検討するものである．そこで，等価な静的荷重について提案して，それらの適用性や妥当性について評価検討するものである．

第６章では，レベル II 設計が適用された場合，現在設置されている砂防堰堤において不適格構造となりうる可能性がある構造物への対処法として，**第３章**で提案した上流置減勢工に加え，既存の透過型を補強して抵抗力を高める方法を提案し，既存構造物の現行設計荷重を超えるレベルII荷重に対して構造不適格となる場合の対策として，上流置減勢工や補強法による効果について検討するものである．

第７章では，本研究で得られた成果を総括し，今後の課題について述べる．



第１章　序　論
被災事例からの分析
第２章：透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重に及ぼす堰堤前面傾斜角の影響に関する実験
第３章：透過型砂防堰堤における土石流衝撃荷重低減構造に関する実験
レベルII設計荷重の提案
第４章：透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討
第５章：レベルII設計荷重モデルの提案と評価
レベルII設計導入時の検討
第６章：既存不適格となる透過型砂防堰堤への対策法の検討
第７章　結　論

図-1.7　本論文の構成

第２章　透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重に及ぼす堰堤前面傾斜角の影響に関する実験

2.1　緒　言

透過型は，昭和 48 年に砂防構造物として建設されるようになり，現在では，多くの種類の透過型が存在する [1)]．透過型は，平時において水と砂礫の流れの連続性を確保するので水生動物の生息環境の維持性能を有している．流下してくる巨礫によって空隙部を閉塞すると，不透過型と同様の機能を得るので，後続の土砂や流木を捕捉する [2)]．伊豆大島での流木の捕捉事例や [3), 4)]，朝倉市での捕捉事例 [5)]などの捕捉実績 [6), 7)]を有している．

しかし，近年において記録的な降水量や台風，集中豪雨の影響により土石流が発生し，堰堤が損壊する事例 [8)-10)]が報告されている．本章では，平成 26 年 7 月の豪雨において長野県南木曽町における被災事例 [11)]に着目し，その想定外規模と思われる土石流荷重のメカニズム分析を試みるものである．すなわち，梨子沢第 1 砂防堰堤の鋼製部分の上部が破壊したのに対し，すぐ近くの支川に設置されている梨子沢第 2 砂防堰堤は小さな破損で，大量の巨礫を受け止めた．この 2 つの堰堤には，土石流の速度や水深に若干の違いが生じるとはいえ，極めて近くに生起した土石流であることから，構造形状の違いが大きく影響した可能性がある．具体的には梨子沢第 1 砂防堰堤の土石流を受ける前面が直立しているのに対し，梨子沢第 2 砂防堰堤の構造は，前面に傾斜がある形状となっていることである．仮に，堰堤前面傾斜角が堰堤に作用する土石流荷重に影響するならば，透過型のレベル II 設計荷重モデルを考える上で重要な基礎資料になり得る．

そこで本研究は，石礫型土石流および流木混じり土石流が透過型に作用する荷重～時間関係を計測する実験を行い，堰堤の前面形状が及ぼす影響について考察するものである．

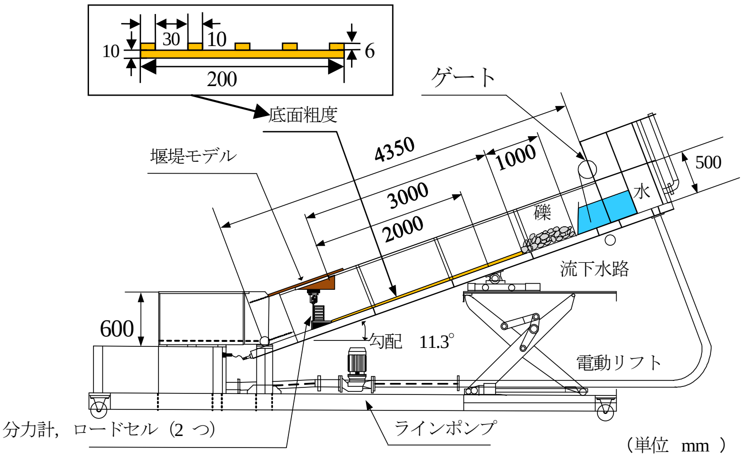
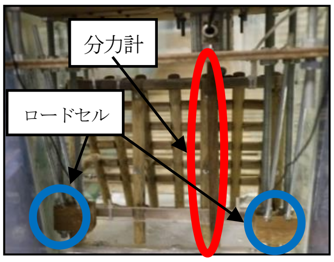


図-2.1　実験水路



(a) 後　方

(b) 側　方

写真-2.1　計測装置

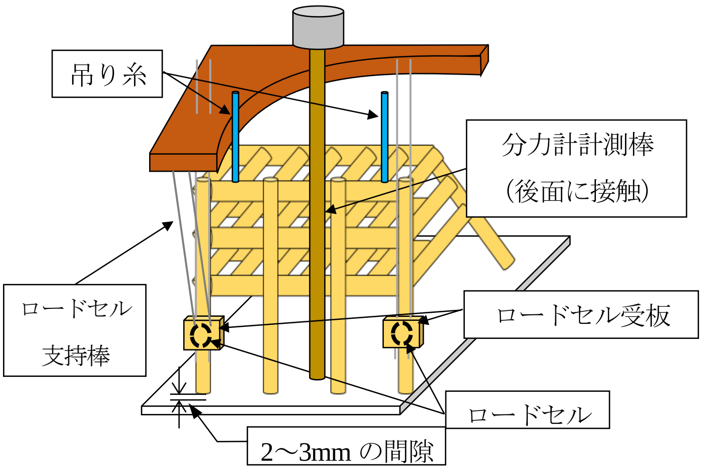


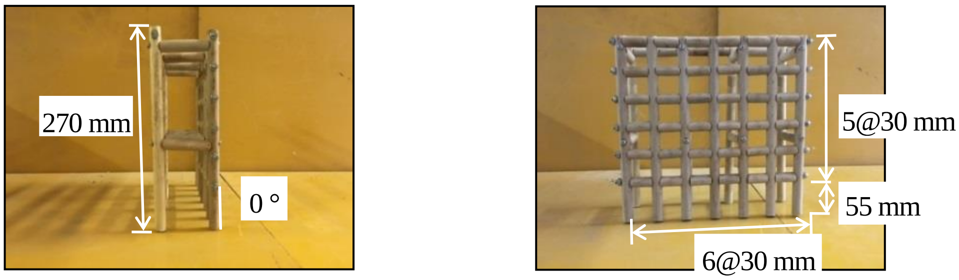
図-2.2　堰堤モデルの設置と荷重計測要領

2.2　実験の概要

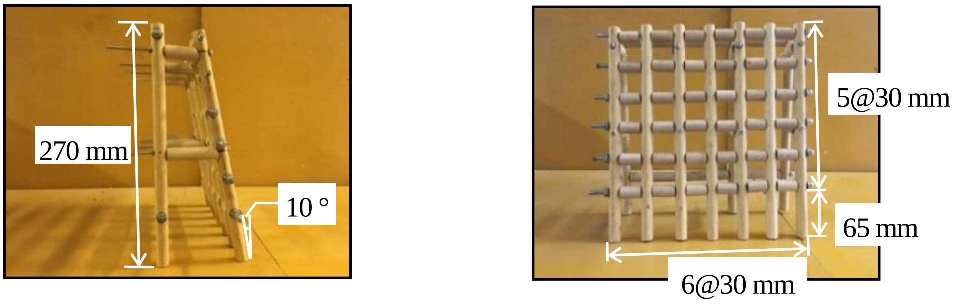
2.2.1　実験装置

図-2.1 に，実験に用いた実験装置の概要を示す．この水路の諸元は，水路長 4.5 m，水路幅 30 cm，深さ 50 cm であり，水路勾配（$\theta_S = 0$～20 °）は任意に設定ができる．なお，本実験では河床勾配を梨子沢第 1 砂防堰堤設計の諸元に示されている勾配 $\theta_S = 11.3$ °に固定した．土石流は，上流に置いた礫塊の後方から電動ポンプによって流すことで発生させた．また，足立ら[12]の研究を参考に，底面粗度と呼ばれる底面形態を与え，土石流の先端部に段波を形成しやすくさせた．なお，**図-2.1** に示すように，底面粗度は平均粒径をもとに間隔 30 mm，高さ 6 mm，幅 10 mm の底面粗度を堰堤から 2.0 m の長さにわたり設置した．

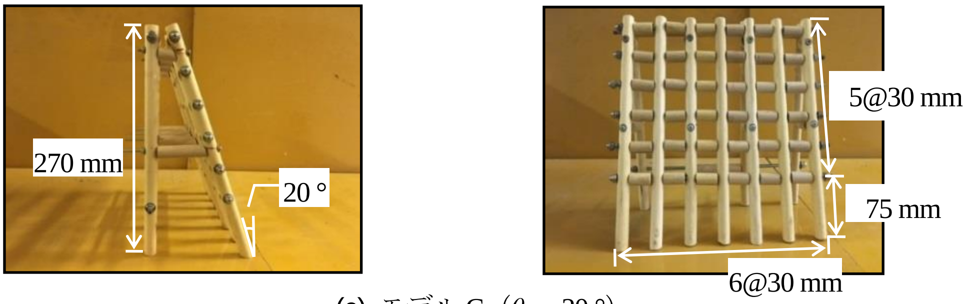
写真-2.1，**図-2.2** に，堰堤モデルの設置要領と荷重計測要領を示す．土石流荷重は，堰堤モデルの下流側に 1 個の分力計と 2 個のロードセルを左右対称に配置して計測した．また，堰堤モデルは上端部で吊っており，底板との摩擦を受けないように工夫している．つまり，堰堤モデルが土石流から受ける水平力は 3 つの計測器の合計値につり合うようになっている．さらに，堰堤下部の水路底面は水平とし，堰堤の設置条件に合わせた．



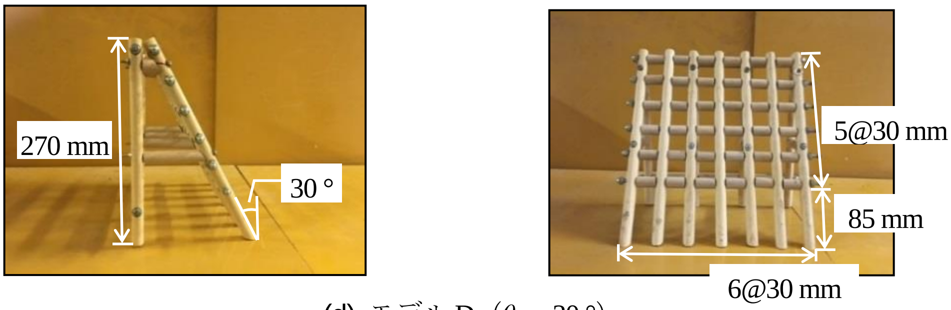
(a) モデル A（θ_{fs} = 0 °）



(b) モデル B（θ_{fs} = 10 °）



(c) モデル C（θ_{fs} = 20 °）

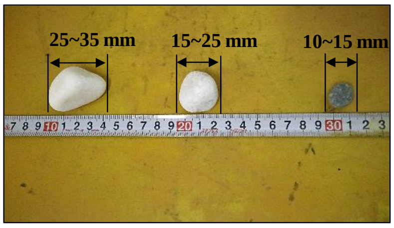


(d) モデル D（θ_{fs} = 30 °）

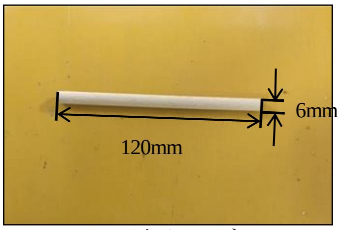
写真-2.2　堰堤モデル

2.2.2　堰堤モデル

写真-2.2 に 4 種類の堰堤モデル（以下，モデル A～D と呼称する.）を示す．このモデルでは，実験パラメータとして，堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 0～30 °の間で 10 °ごと変化させている．堰堤モデルは，直径 16 mm の木製円柱の内部を貫く直径 6 mm のボルトによって部材相互を固定して作製した．前面の形状は，縦方向部材に沿って 7 本の円柱を 30 mm の等間隔に配している．これにより，部材に倣って最下部水平部材の底面からの高さが，前面傾斜角によって異なり，モデル A では 55 mm，モデル D では 85 mm となり，30 mm ほどの違いが生ずる．水平部材の高さ方向の間隔を同一にすることも考えられるが，その場合には，最下部水平部材より上部の捕捉性能に違いが生ずる．よって，この水平部材の影響については別途検討するものとして，このような水平部材を採用した．



(a) 礫モデル



(b) 流木モデル

写真-2.3 供試体

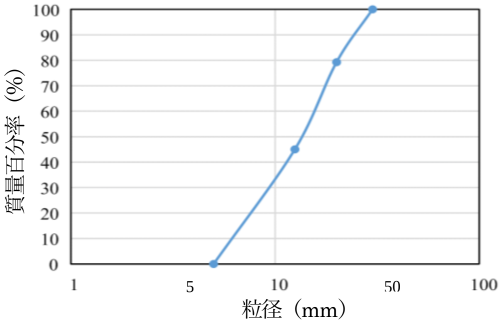


図-2.3 粒径加積曲線

表-2.1 礫，流木の諸元

呼称	比重	粒径 (mm)	質量 (kg)	備考
礫モデル・小	2.6	15 以下	16	玉砂利
礫モデル・中		16 - 25	12	
礫モデル・大		26 以上	7	
流木モデル	0.98	$\Phi=6$, $l=120$	500 本	円柱形

表-2.2 実験ケース

θ_{fs} (°)	ケース	堰　堤	土石流	流　量	実験回数
0 °	G-0 °	モデル A	礫のみ	約 0.06 m^3/s	各ケース 5 回
10 °	G-10 °	モデル B			
20 °	G-20 °	モデル C			
30 °	G-30 °	モデル D			
0 °	Gw-0 °	モデル A	流木混じり		
10 °	Gw-10 °	モデル B			
20 °	Gw-20 °	モデル C			
30 °	Gw-30 °	モデル D			

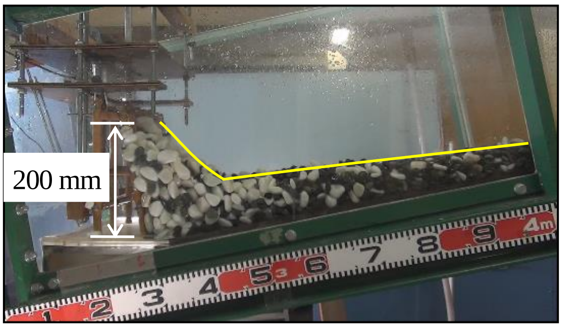
2.2.3　土石流モデル

写真-2.3 に，それぞれ礫モデルおよび流木モデルを示している．**表-2.1** に，それぞれの諸元を示す．礫モデルは，呼称粒径 10 mm，20 mm，30 mm を体積比 1 : 1 : 1 で混合しており，**図-2.3** に示す粒径加積曲線のようになる．礫材の比重は 2.6，礫全体の総重量は 35 kg である．流木は，直径 6 mm，比重 0.95，長さ 120 mm の木材を用いた．これを前述の礫材と混合して流木混じり土石流とした．なお，流木総量は礫の体積の 10 %となる 500 本である．これは文献 13)を参考に流木混入率は 10～20 %と報告していることを基に決定した．実験の土石流状態は，礫のみと流木混じり土石流の 2 種類である．流下方法は，礫モデルと流木モデルを堰堤模型から 3.0 m の上流側に 1.0 m に渡って敷きならし設置し，その後方で前面深さ 300 mm の高さに貯めた水を一挙に開放すると同時に，流量約 0.06 m^3/s の水を 15 s 間流した．なお，この条件は，土石流の礫や流木が堰堤を乗り越えない限界となるように設定したものである．

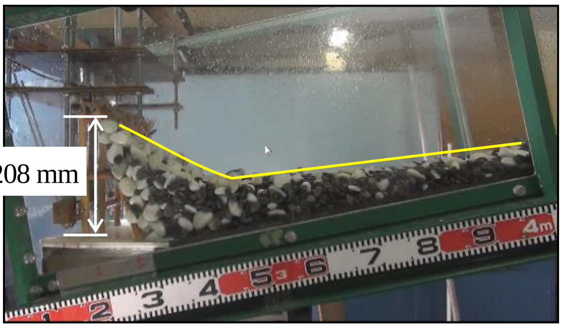
2.2.4　実験ケース

以上の条件を組み合わせて，実験ケースは**表-2.2** に示す 8 ケースに区分して各ケース 5 回行った．以後，実験ケースは堰堤モデルと土石流モデルの条件を組み合わせて，**表-2.2** に示す呼称名を用いる．

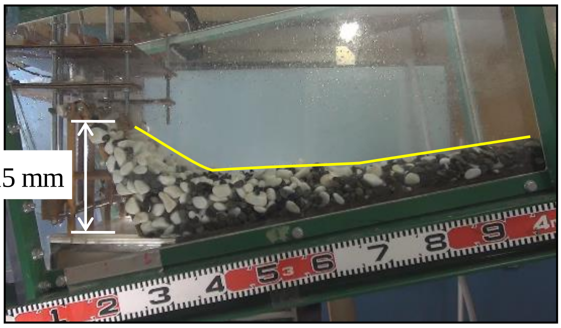
(a)　堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 0 °



(b)　堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 10 °



(c)　堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 20 °



(d)　堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 30 °

写真-2.4　最終堆積形状（礫のみ）

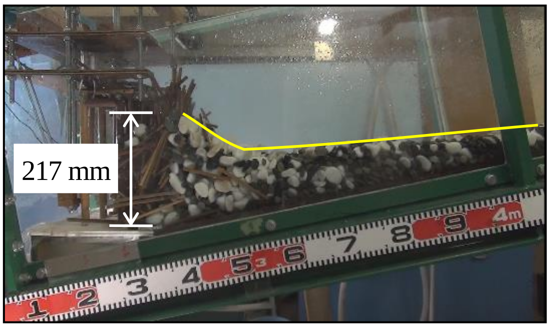
2.3　実験結果

2.3.1　捕捉堆積形状

(1)　土石流

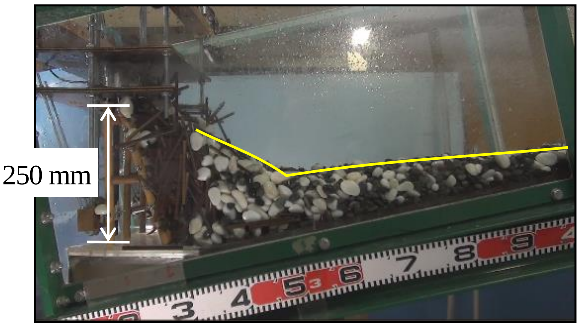
写真-2.4 には，礫のみを用いた実験における最終堆積形状について，堰堤前面傾斜角ごとの比較を示す．まず，堰堤と接している部分の高さを比較すると，写真中に示すように，θ_{fs} = 0 °では，192 mm であったものが θ_{fs} = 30 °では 215 mm と，前面傾斜角が大きくなると土石流捕捉高が高くなっている．これは，後述するせり上がり運動の時間がやや長くなることが影響している．一方，設計上の観点からは，前面傾斜角を大きくすると，礫の乗り越えに対する配慮も必要となる．

堰堤から離れた堆積塊上面の形状については，いずれも下に凸な曲線であるが，θ_{fs} = 0 °では，接触面から上流に約 5.0 cm ほどの厚みで上に凸の曲線があり，続いて急に下降する直線となるのに対して，θ_{fs} = 30 °では接触面上部は上流側に薄く堆積し，上流に向かう堆積上面の傾きは，θ_{fs} = 0 °の場合より小さくなっている．つまり，堆積上面の形状は，θ_{fs} = 10 °や θ_{fs} = 20 °と前面傾斜角が大きくなるにつれて，より滑らかな下に凸な形状になっている．



(a)　堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0°$

(b)　堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 10°$



(c)　堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 20°$

(d)　堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 30°$

写真-2.5　最終堆積形状（流木混じり）

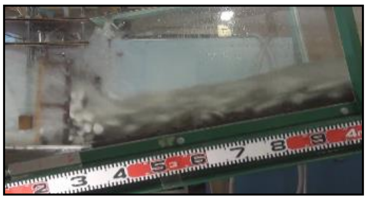
(2)　流木混じり土石流

写真-2.5 に，流木混じり土石流の実験における最終堆積形状を示す．堰堤前面傾斜角ごとの比較を示す．まず，流木が先行して到達するため，流木が堰堤前面部分に塊となって捕捉され，それに続いて上流側に礫が捕捉されている点については，全ケースに共通している．ただし，流木塊の高さは，概して，θ_{fs}=0°に比して他の堰堤前面の傾きの大きい方が，高さが増して，厚さは薄くなっているように見受けられる．流下させた流木量は同じ 500 本であるので，この違いは，流木が堰堤に衝突した直後に生ずるせり上がり時の流木と礫の相互作用の違いに由来するものである．つまり，流木塊がせり上がりを完了する時間と後続礫群の到達時間の差が小さい $\theta_{fs} = 0$°の場合には，より高い部分の流木塊に対しても，後続して到達する礫による押し付け作用が早くかつ強く効くためと考えられる．一方，後続礫塊を堆積上面の形状について比較すると，下に凸な形状の滑らかさは，堰堤前面傾斜角が大きくなるとより滑らかになっている．

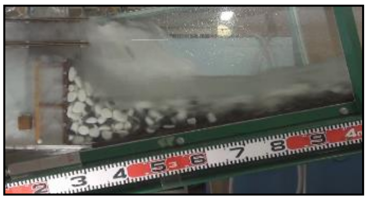
2.3.2　捕捉堆積過程

写真-2.6 に，礫のみのモデル A（θ_{fs}=0°）の捕捉堆積過程を示す．**写真-2.6(a)**は，礫の先端が堰堤に到達した時間である．堰堤に近づく土石流は底面粗度によって，流水と礫材が上流側に向かって高く盛り上がる形状で接近している．**写真-2.6(b)**では，先行礫が堰堤下部に貯まっており，後続の段波が押し寄せている．また，後続礫が集合運搬されて到達するようになる．特に，径の大きな白い礫が先端に集中して偏析 [14]が生じ，早い時間に衝突していることがわかる．**写真-2.6(c)**は，後述する荷重～時間関係で，土石流荷重が最も大きくなる時間である．この時に堰堤前面で停止した礫の高さが最高点になっている．**写真-2.6(d)**は，後続礫が堰堤に捕捉され上流側に貯まって停止して，水が礫塊の間隙を流下し続けている．**写真-2.6(e)**は，流水も終了して礫塊の停止状態（静止土圧状態）になっている．

(a)　$t = t_0$ s



(b)　$t = t_0 + 0.3$ s

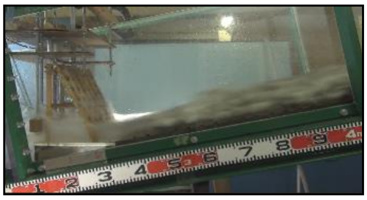


(c)　$t = t_0 + 1.0$ s

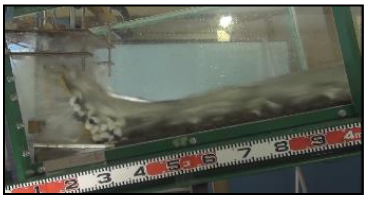
(d)　$t = t_0 + 2.5$ s

(e)　$t = t_0 + 5.5$ s

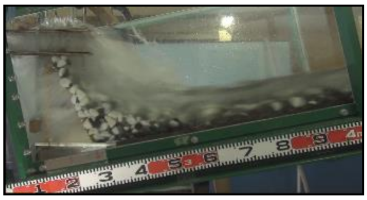
写真-2.6　礫のみの捕捉堆積過程（モデル A，$\theta_{fs} = 0$ °）



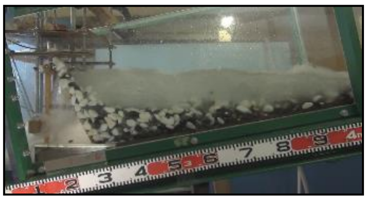
(a)　$t = t_0$ s



(b)　$t = t_0 + 0.3$ s



(c)　$t = t_0 + 1.1$ s



(d)　$t = t_0 + 2.5$ s

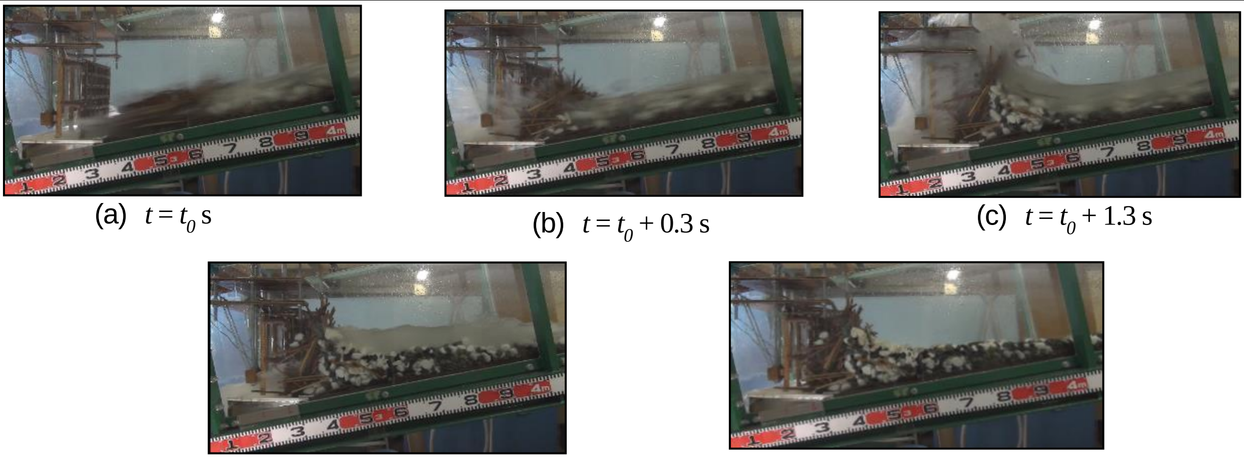
(e)　$t = t_0 + 5.5$ s

写真-2.7　礫のみの捕捉堆積過程（モデル D，$\theta_{fs} = 30$ °）

写真-2.7 に，礫のみのモデル D（$\theta_{fs} = 30$ °）の捕捉堆積過程を示す．**写真-2.7(a)**は，**写真-2.6(a)**と同様の土石流が接近している．**写真-2.7(b)**は，0.3 s 後であるが，堰堤前面下部から斜め上方に停止した礫が貯まり始めている．**写真-2.7(c)**は，1.1 s 後の荷重が最大値に対応するものである．堰堤前面に沿って礫がせり上がり，下に凸な塊で貯まっている．**写真-2.7(d)**は，礫は堰堤に捕捉され最終形状とほぼ同じ形で停止して，水が間隙を抜けて流れている．**写真-2.7(e)**は，流水がなくなり，礫塊が停止状態になっている．

写真-2.8 に，流木混じりのモデル A（$\theta_{fs} = 0$°）の捕捉堆積過程を示す．**写真-2.8(a)**は，流木混じり土石流の先端が堰堤に到達したときのものである．接近する土石流の先端に流木が集中してその前面は切り立った形状となっている．**写真-2.8(b)**は，0.3 s 後であるが，流木が堰堤の前面に沿って高く盛り上がっている．また，そこに集合運搬されてきた礫が下部に衝突するので，流木は上部の方が上流側に拡がっている．**写真-2.8(c)**は 1.5 s 後であり，後述する荷重～時間関係で土石流荷重が最大となる．この 2 つの写真より，0.3 s で上方に拡がった流木を後続礫塊が下流側に押しつぶしていることが分かる．**写真-2.8(d)**は，2.5 s 後であるが，流木と礫は堰堤に捕捉され停止して，水が間隙を抜けている．その堆積形状で，**写真-2.8(e)**に示す最終形状とほぼ等しくなっている．

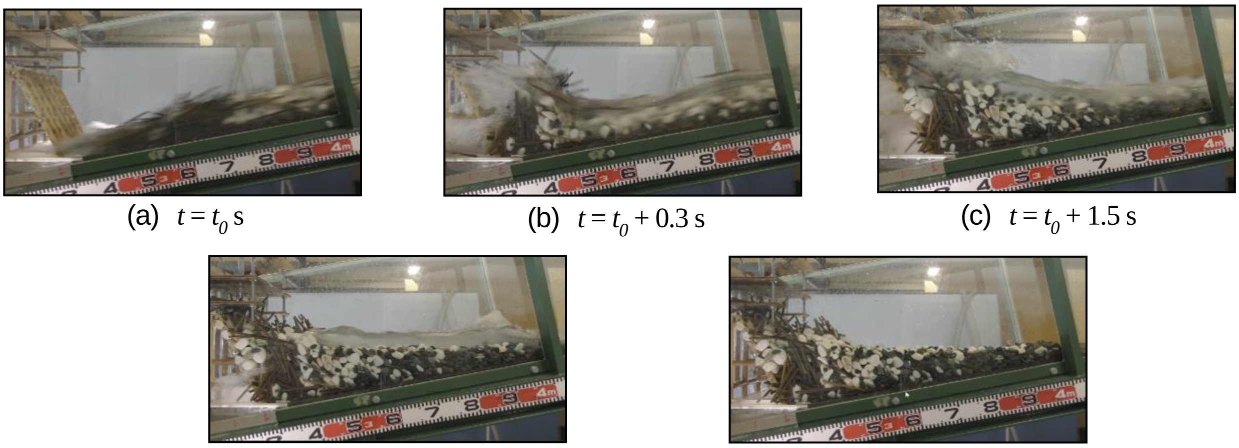
写真-2.9 に，流木混じりのモデル D（$\theta_{fs} = 30$ °）の捕捉堆積過程を示す．**写真-2.9(a)**は，流木が最下部で堰堤に先行捕捉された流木に止められて後続の流木が垂直にせり上がっている．さらに，集合運搬された礫が下部に衝突して締固められ，先行の流木が直立することを支えているようである．この結果，堰堤上部と流木塊



(a) $t = t_0$ s　(b) $t = t_0 + 0.3$ s　(c) $t = t_0 + 1.3$ s

(d) $t = t_0 + 2.5$ s　(e) $t = t_0 + 5.5$ s

写真-2.8　捕捉堆積過程（Gw-0 °）



(a) $t = t_0$ s　(b) $t = t_0 + 0.3$ s　(c) $t = t_0 + 1.5$ s

(d) $t = t_0$ +2.5s　(e) $t = t_0 + 5.5$ s

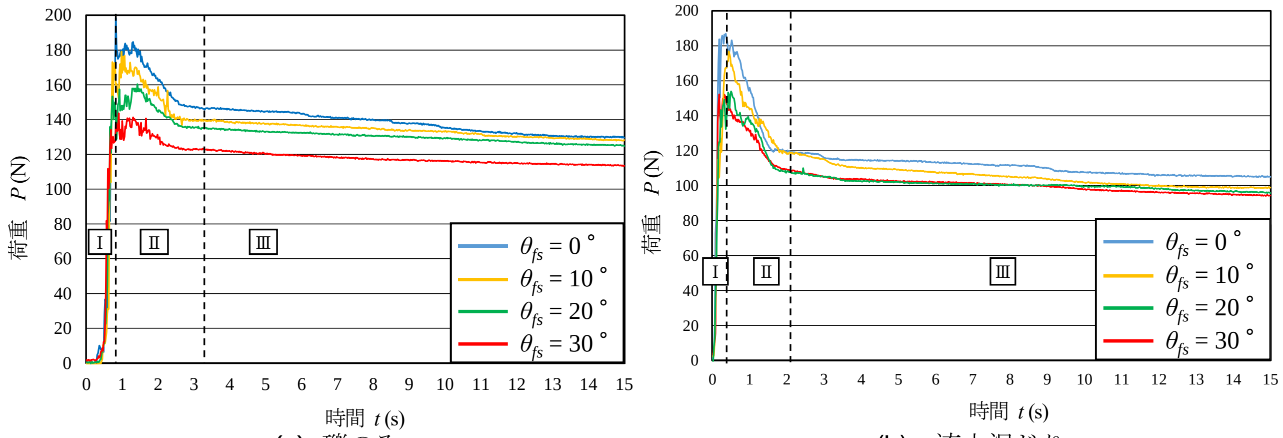
写真-2.9　捕捉堆積過程（Gw-30 °）

は上部に大きな間隙が生じている．**写真-2.9(c)**で 1.5 s 後の土石流荷重が最も大きくなるときのものである．流木塊は後続礫塊によって押し倒されるように堰堤に沿って張り付いている．また，礫塊はその流木塊を乗り上げながら運動している．**写真-2.9(d)**は，2.5 s 後と**写真-2.9(e)**の 5.5 s 後のもので，礫と流木塊の形状は維持されたまま水が抜け出ている．

2.3.3　荷重～時間関係

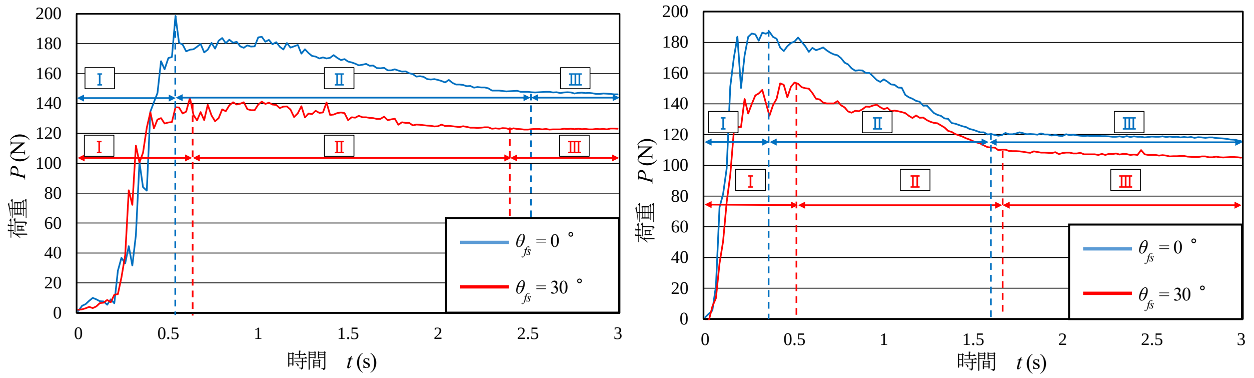
図-2.4 に，計測された全ケースの荷重～時間関係を示す．まず，全体の傾向から 3 つの領域に区分される．第 I 領域は，礫が衝突してから最大衝撃荷重が生起するまでの 0.6～0.7 s 間である．**写真-2.6～9** によると堰堤前面に礫塊や流木塊のせり上がりが終わり，接触面の形成が終了するまでの時間である．第 II 領域は，最大衝撃荷重からやや急勾配で荷重が低下する区間であり，礫のみの土石流では 2～3 s 後，流木混じり土石流では 1.5 s 後となっている．**写真-2.6～9** から，堰堤が上流側の礫塊や流木と礫塊の形成過程が終了するまでの時間である．第Ⅲ領域は，上流側の堆積が形成し終え，流水がなくなった後の領域である．この領域では，ビデオ観察で堆積形状に変化は生じないが，徐々に荷重が低下している．

図-2.5 には，衝突瞬間時の荷重～時間関係を、**(a)**礫のみ（θ_{fs}＝0 °と θ_{fs}＝30 °）の場合と**(b)**流木混じり（θ_{fs}＝0 °と θ_{fs}＝30 °）の場合について比較して示す．**図-2.4(a)**の礫のみの結果と比べると，第 I 領域の中でも当初の 0.5 s までは θ_{fs} の違いに関わらず同じ急勾配で荷重が大きくなっている．しかし，θ_{fs}＝0 °ではほぼ同じ



(a)　礫のみ　　　(b)　流木混じり

図-2.4　荷重～時間関係



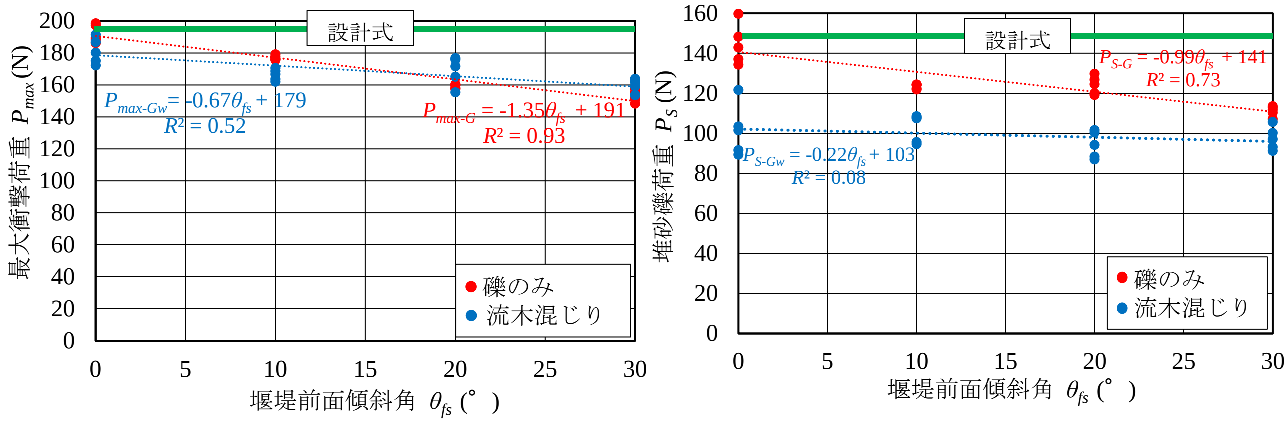
(a)　礫のみ　　　(b)　流木混じり

図-2.5　衝突瞬間時の荷重～時間関係

表-2.3　最大衝撃荷重発生までの時間（s）

大区分	ケース	実　験					平　均
		①	②	③	④	⑤	
礫のみ	G-0 °	0.50	0.38	0.34	0.40	0.36	0.40
	G-10 °	0.38	0.46	0.32	0.44	0.52	0.42
	G-20 °	1.02	0.62	0.78	0.46	0.76	0.73
	G-30 °	0.82	0.48	0.74	1.28	0.80	0.82
流木混じり	Gw-0 °	0.20	0.18	0.20	0.42	0.36	0.27
	Gw-10 °	0.34	0.28	0.30	0.30	0.26	0.30
	Gw-20 °	0.16	0.38	0.40	0.30	0.36	0.32
	Gw-30 °	0.48	0.40	0.48	0.38	0.20	0.39

勾配で最大値に達するのに対して θ_{fs} = 30 °は，0.55 s から荷重増加が緩やかになり，0.1 s で最大値に達している．**表-2.3** に，全実験で得られた衝突してから最大衝撃荷重発生までの時間を示す．**表-2.3** より礫のみの場合，最大衝撃荷重発生までの平均時間は 0.40～0.82 s であり，傾斜角が大きくなるにつれ遅くなっており，この傾向は流木混じりの場合も 0.27～0.39 s と前面傾斜角が大きくなると遅くなっている．ただし，礫のみのものよりも全体的にその到達時間は早くなっている．



(a)　最大衝撃荷重　　(b)　堆砂礫荷重

図-2.6　最大衝撃荷重および堆砂礫荷重

2.3.4　堰堤前面傾斜角が最大衝撃荷重に及ぼす影響

図-2.4，**2.5** では，堰堤前面傾斜角が大きくなると最大衝撃荷重や堆砂礫荷重（**図-2.4**，**2.5** の第Ⅲ領域の終了値）が小さくなる傾向が見受けられる．そこで，**図-2.6** に全実験で得られた最大衝撃荷重～堰堤前面傾斜角関係および堆砂礫荷重～堰堤前面傾斜角関係を示す．**図-2.6**(a)の図中赤色で示している礫のみの衝突では，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0$ °のときの最大衝撃荷重は 198 N，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 30$ °は 143　N となり，$\theta_{fs} = 30$ °の方が 30 %ほど小さい．参考までに線形回帰式は次式となる．

$$P_{max\text{-}G} = -1.35\theta_{fs} + 191 \tag{2.1}$$

ここで，$P_{max\text{-}G}$：礫のみにおける最大衝撃荷重（N），θ_{fs}　：堰堤前面傾斜角　(°)　である．

図中の青色で示す流木混じり土石流の衝突は，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0$ °のときの最大衝撃荷重は 186　N，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 30$ °は 153　N となり，この場合も $\theta_{fs} = 30$ °の方が 20 %ほど小さくなっている．その線形回帰式は次式となる．

$$P_{max\text{-}Gw} = -0.67\theta_{fs} + 179 \tag{2.2}$$

ここで，$P_{max\text{-}Gw}$：流木混じり土石流における最大衝撃荷重（N）である．

実験のばらつき度合いについては，礫のみの場合には，関数とデータとの相関性を表す一致係数 $R^2 = 0.93$ となり，よく一致している．流木混じりでは，一致係数 $R^2 = 0.52$ となり若干線形関係にばらつきが生ずる．ただし，角度の増加に伴って荷重が低減する傾向は一致する．すなわち，堰堤前面傾斜角に対して比例的に最大衝撃荷重は低下する．ただし，文献 15)で示されている流木が混在することによる最大衝撃荷重の低減は，明瞭に現れなかった．この相異が生起した理由は，以下のように考えられる．**写真-2.8**，**2.9** では，流木が土石流先頭に偏析が生じ，その流木にブレーキをかけられたような礫塊が後続する明瞭な段波形状を示している．一方，**写真-2.6**，**2.7** の礫のみでは段波形状が出現するものの，流木混じりほど明瞭でなく，各個運搬の礫が先行している．段波形状はやや崩れて，先行するばらけた礫群が存在している．このことは，**表-2.3** における最大衝撃荷重発生時間が礫のみ場合の方が流木混じりよりも遅くなったことに反映されている．このように，本実験では，流木を混在することによって土石流内の段波形状の形成がより明瞭になったため流木が混在しても最大衝撃荷重があまり低下しなかったと考える．

つまり，通常流木が間にある礫の衝突荷重を緩衝するが，土石流の前面形状によってはその効果が失われることを示している．この点については，実際の土石流においても流木混在が高確率で段波形成を促進する

か否かを別途検討する必要がある.

図-2.6(b)の堆砂礫荷重の場合には赤色で示した礫のみの場合と青色で示した流木混じりの回帰式は，それぞれ次式となる.

$$P_{S\text{-}G} = -0.99\theta_{fs} + 141 \tag{2.3}$$

$$P_{S\text{-}Gw} = -0.22\theta_{fs} + 103 \tag{2.4}$$

となり，$P_{S\text{-}G}$: 礫のみの土石流の堆砂礫荷重，$P_{S\text{-}Gw}$: 流木混じりの土石流の堆砂礫荷重である．堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 0 °のときの礫のみの堆砂礫荷重は 128 Nに対して，θ_{fs} = 30 °のときは 111 N，15 %ほど小さい．一方，流木が混じると，堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 0 °のときは 103 Nに対し，θ_{fs} = 30 °では 90 Nと 13 %ほど小さくなっている．それぞれの一致係数は，礫のみでは R^2 = 0.73 に対して，流木混じりでは一致係数が 0.1 未満とばらつきが大きくなっている．つまり，流木が混在すると一回一回の堰堤と流木塊の接触形状が異なるため荷重のばらつきが大きくなることを示している.

2.3.5　設計式との比較

鋼製砂防構造物設計便覧 [16]において，鋼製砂防堰堤は透過型であるので，先行した堆砂礫荷重は無視して土石流流体力のみを作用させる．その設計式は次式で与えられる.

$$P_{flow} = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot W \cdot D_d \cdot U_d^{\,2} \tag{2.5}$$

ここで，P_{flow} : 土石流流体力，K_h: 係数(通常，1.0)，γ_d : 土石流の単位体積重量，g : 重力加速度，W : 河床幅，D_d : 土石流水深，U_d : 土石流の平均流速である.

この同式に，γ_d = 16.5 kN/m^3，g = 9.8 m/s^2，W = 0.30 m，D_d = 0.12 m，U_d = 1.2 m/s（設計式で使用される値を使用）を代入すると，F = 87 N となる.

透過型に作用する堆砂礫圧は，次式で与えられる.

$$P_S = \frac{1}{2}\, C_e \cdot W \cdot \rho_S \cdot g \cdot h_2^{\,2} \tag{2.6}$$

ここで，P_S : 堆砂礫荷重，C_e : 土圧係数，h_2 : 堆積礫の高さである.

そこで C_e = 0.54（便覧を参考），W = 0.30 m，$\rho_S \cdot g$ = 25.4 kN/m^3，h_2 =0.27 m を代入すると，P_S = 150.5 N となる．図-2.6 に図示しているが，最大衝撃荷重および堆砂礫荷重は設計値とほぼ一致しており，実験の妥当性について確認することができた.

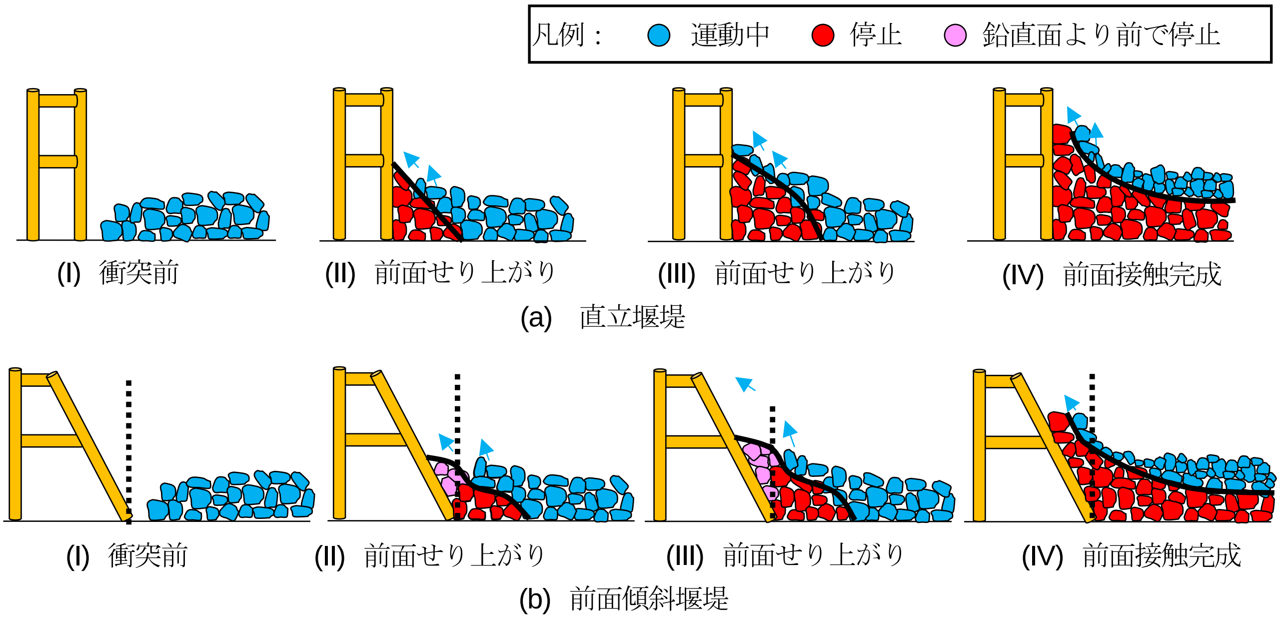


図-2.7 堰堤前面傾斜角による礫塊停止メカニズムの違い

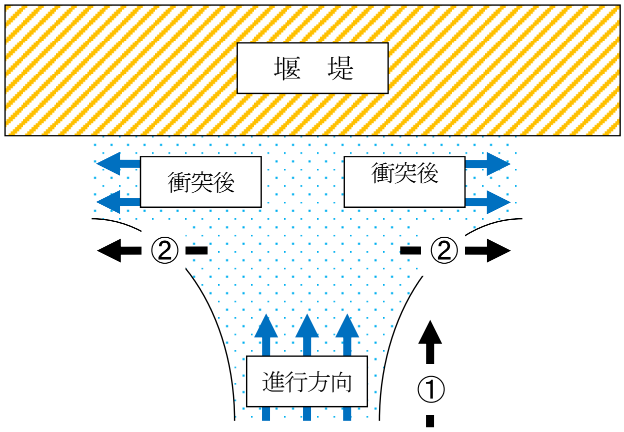


図-2.8　大同の式の説明 [17)]

2.3.6　堰堤前面傾斜角が捕捉過程と最大衝撃荷重に及ぼす影響の考察

以上の実験結果を総括して，砂防堰堤前面に傾斜角を設けることにより，衝撃荷重が低下するメカニズムについて，**図-2.7** に示す模式図を用いて説明する．まず，**図-2.7(a)(II)**には，礫のみの土石流の先端が堰堤に到達した時のものを示す.この時には，いずれの場合も荷重は生起せず，土石流の礫塊も同じ状態となる．**図-2.7(b)(II)**にはやや時間が進んで礫塊の接触前面高が堰堤高の半分程度に達した時を示している．この時に礫塊は 2 つのグループに分けられる．その第 1 グループは，先行して到達し，堰堤で止められ停止したものである．第 2 グループは，第 1 グループの礫塊の上を乗り越えながら移動しているものである．**図-2.7(a)**の堰堤と(b)の堰堤の前面傾斜角が大きい場合を比較すると，停止礫塊領域の形成に違いが生ずる．つまり，前面の傾きによって，停止塊の先端の高さが同じであると，後続停止部分の礫が少なくなる．視点をかえると，堰堤前面に傾斜があると同じ高さに達成するための所要礫量が増すことになり，堰堤前面の高さが**図-2.7(b)(II)(III)(IV)**に示すような過程になる．ちなみに，**写真-8～11** と**図-2.4** で考慮したように，この時点で荷重の増加は終了する．また，**写真-2.6** で考慮したように傾斜が大きい方が，同量の礫の幾分かは，**図-2.7(b)(III)**に破線で示した領域に配置されるので，滑らかな下に凸形状になる．すると，運動中の礫と停止礫塊と摩擦面が長くなり，その上を流れる礫群の運動エネルギーを奪うので，衝撃荷重を低減すると考えられる．一方，流体理論による荷重からも前面傾斜角の影響を説明できる．**図-2.8** は式(2.5)のもとになった大同の研究における土石流

荷重の説明図を再描画したものである．これは水平図であるが，図中①に示す土石流が直交して接近した後，衝突後は行き場がなくなるため，進行方向を直交方向に変えているものとしている．そのうえで進行方向①に対する運動量が全て失われることを前提として，式(2.5)を提案している．つまり，垂直と水平の違いがあるものの，図-2.6(b)に示すように斜めに進行方向の変換を強いられる場合には直交方向に変換されるよりも，衝突前の進行方向への運動量の低減率が小さくなるので荷重が小さくなるとも説明できる．

このようなメカニズムによって，堰堤前面を傾けると最大衝撃荷重が小さくなり，その発生時間が遅れる傾向になるものと考えられる．

2.4　結　言

本研究は，透過型が受ける土石流の衝撃荷重を評価するために荷重～時間関係を整理し，衝撃力のメカニズムを実験的に検討したものである．その際，土石流を正面から受ける側の堰堤前面傾斜角を変化させて，衝撃力の低減効果について検討したものであり，今後の透過型の形状を検討する基礎資料を与えるものである．

1) 礫のみの土石流に対して，堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 30 °の最大衝撃荷重は堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 0 °の場合に比べ，約 30 %低減することが分かった．
2) 一方，流木混じり土石流に対しても，堰堤前面傾斜角 θ_{fs}=30°の最大衝撃荷重は，堰堤前面傾斜角 θ_{fs}=0°の場合に比べ約 20 %低減することが認められた．
3) 考察される低減メカニズムとしては，堰堤の前面に傾斜があることによって礫や流木の衝突面に接する量が，直立堰堤に比べ少なくなること，また衝突する接触面に時間的な遅れが出ることなどが起因しているものと考えられる．
4) さらに，衝突が終了し静止した堆砂礫荷重においても,堰堤前面傾斜角を大きくなることで小さくなることが分かった．
5) 実験データを整理して，最大衝撃荷重および堆砂礫荷重をそれぞれ礫のみおよび流木混じりの場合について，それぞれ堰堤前面傾斜角の線形回帰式として提案することができた．
6) 今後の課題として，前面傾斜角の増大による衝撃荷重の低減や捕捉堆積メカニズムなどを解析的に検討する必要がある．

第３章　透過型砂防堰堤における土石流衝撃荷重低減構造に関する実験

3.1　緒　言

第２章では，堰堤前面傾斜角が堰堤に作用する土石流衝撃荷重に及ぼす影響について検討した．その結果，堰堤前面傾斜角が大きくなると最大衝撃荷重が低減することを示した．そのメカニズムとして，堰堤前面の下部に先行して到達した礫群が停止（以下，先行停止礫と呼称する．）し，後続の礫群は，その上面を滑動する際，摩擦により制動効果を得るためと推測した[1]．

土石流の勢いを低減させるための構造物として土石流減勢工と呼ばれるものがある．通常は，河床部に河川横断方向に小段をつけて，土石流の速度を落とすものである．また，土石流減勢工の一つとして土石流ブレーカーとも呼ばれるものがある．これは，底面から水が抜けることにより，土石流の摩擦を増幅させ，土石流の流出を防止する[2]．少し観点は異なるが，国土交通省では不透過型の手前に大型フトンかご工を設置することにより揚圧力低減効果に関する研究[3]やスリット型砂防堰堤の副堤に関する研究[4),5]されているが，透過型に対する土石流衝撃荷重を低減させるための複合化措置に対する研究はされていない．

そこで本章では，先行停止礫の制動効果を人工構造物で捕捉することによって作為するために，既存の堰堤上流側に小規模の透過型堰堤（以下，上流置減勢工と呼称する．）を設置することにより，土石流の衝突を減勢できるとの推測に立脚して，上流置減勢工の離隔距離と高さをパラメータとする実験を行い，土石流衝撃荷重に対する低減効果について検討するものである．

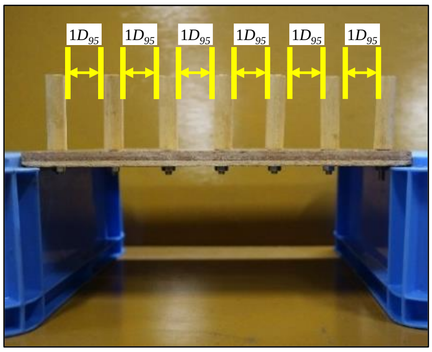
3.2　実験の概要

3.2.1　実験装置等の概要

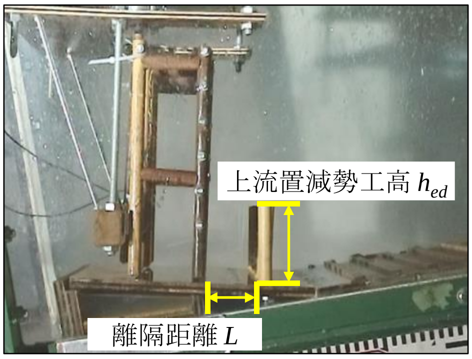
実験装置等の概要は 2.2 節において述べたものと同じ実験装置，供試体および堰堤モデルを使用した．ただし，この実験では，以下に述べる上流置減勢工の設置要領を変化させて実験を行ったものである．

3.2.2　上流置減勢工

本研究の防護対象となる透過型は，平時に砂礫を流下させる機能を有するもので，上流置減勢工もその機



(a)　正面



(b)　側面

写真-3.1　上流置減勢工

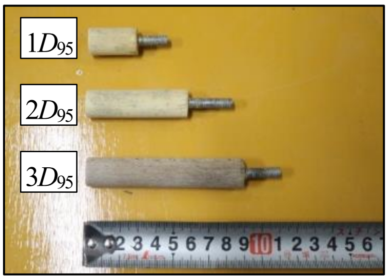
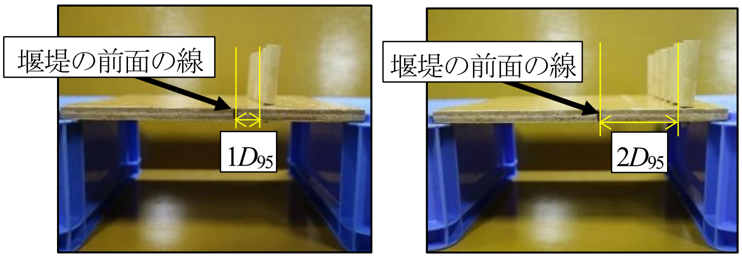


写真-3.2　上流置減勢工高



(a)　離隔距離 $1D_{95}$　　(b)　離隔距離 $2D_{95}$

写真-3.3　離隔距離

表-3.1　実験ケースと呼称名

前面傾斜角	離隔距離	供試体	実験名	上流置減勢工高			
				減勢工無	1 D_{95}	2 D_{95}	3 D_{95}
0°	1 D_{95}	礫のみ	case(G)-	0°-none	0°-L1D-h1D	0°-L1D-h2D	0°-L1D-h3D
	2 D_{95}				0°-L2D-h1D	0°-L2D-h2D	0°-L2D-h3D
10°	1 D_{95}			10°-none	10°-L1D-h1D	10°-L1D-h2D	10°-L1D-h3D
	2 D_{95}				10°-L2D-h1D	10°-L2D-h2D	10°-L2D-h3D
20°	1 D_{95}			20°-none	20°-L1D-h1D	20°-L1D-h2D	20°-L1D-h3D
	2 D_{95}				20°-L2D-h1D	20°-L2D-h2D	20°-L2D-h3D
30°	1 D_{95}			30°-none	30°-L1D-h1D	30°-L1D-h2D	30°-L1D-h3D
	2 D_{95}				30°-L2D-h1D	30°-L2D-h2D	30°-L2D-h3D
0°	1 D_{95}	礫＋流木	case(W)-	0°-none	0°-L1D-h1D	0°-L1D-h2D	0°-L1D-h3D
	2 D_{95}				0°-L2D-h1D	0°-L2D-h2D	0°-L2D-h3D
10°	1 D_{95}			10°-none	10°-L1D-h1D	10°-L1D-h2D	10°-L1D-h3D
	2 D_{95}				10°-L2D-h1D	10°-L2D-h2D	10°-L2D-h3D
20°	1 D_{95}			20°-none	20°-L1D-h1D	20°-L1D-h2D	20°-L1D-h3D
	2 D_{95}				20°-L2D-h1D	20°-L2D-h2D	20°-L2D-h3D
30°	1 D_{95}			30°-none	30°-L1D-h1D	30°-L1D-h2D	30°-L1D-h3D
	2 D_{95}				30°-L2D-h1D	30°-L2D-h2D	30°-L2D-h3D

能を有する必要がある．そこで，土石流衝撃荷重の減勢効果を期待するものとして，**写真-3.1** に示す最も簡易な形状である柱が等間隔に立っている上流置減勢工を堰堤モデルの上流側に設置した．上流置減勢工の間隔は最大礫径（D_{95}）の 1 倍とし，上流置減勢工高（h_{ed}）と離隔距離（L）を変化させて実験を行った．ここで，最大礫径 $D_{95}=3.0$ cm とした．上流置減勢工の高さは**写真-3.2** に示すように 1 ～$3D_{95}$ のものを使用し，底板とはボルトを用いて固定した．また，**写真-3.3** に示すように本堤との離隔距離は $1D_{95}$ および $2D_{95}$ と変化させた．

3.2.3　実験ケース

実験ケースは，以上の条件を組み合わせて**表-3.1** に示す 56 ケースとなり，各ケース 5 回ずつ行った．以後，実験ケースは堰堤モデルと上流置減勢工の条件を組み合わせて，**表-3.1** に示す呼称名を用いるものとする．

(a)　$t = t_0$ s　　(b)　$t = t_0 + 0.1$ s　　(c)　$t = t_0 + 1.1$ s　　(d)　$t = t_0 + 2.1$ s

写真-3.4　case(G)- 0 °-none の捕捉堆積過程

(a)　$t = t_0$ s　　(b)　$t = t_0 + 0.1$ s　　(c)　$t = t_0 + 0.3$ s

(d)　$t = t_0 + 1.6$ s　　(e)　$t = t_0 + 2.3$ s

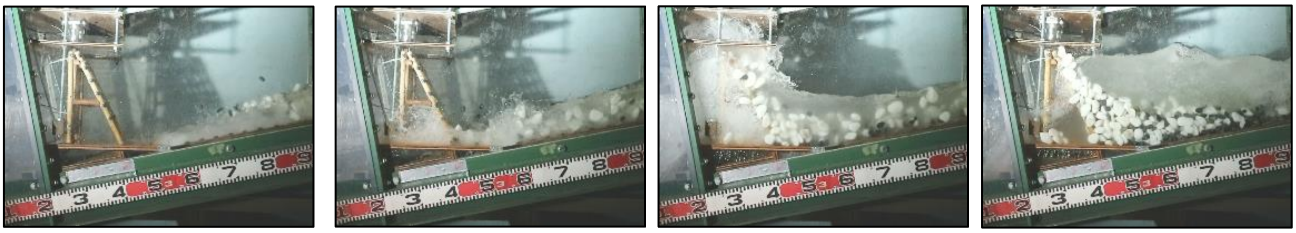
写真-3.5　case(G)- 0 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程

3.3　実験結果

3.3.1　捕捉堆積過程

写真-3.4 に，case(G)-0 °-none の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.4(a)**は，衝突直前のものであり，堰堤に近づく土石流は底面粗度によって流水と礫の前面が高く盛り上がる段波形状で接近している．**写真-3.4(b)**は，土石流の先端が堰堤に到達したときのものである．径の大きい白い礫が先端に集中しており，堰堤下部に衝突し始めている．また，先端部の水は堰堤を抜け，礫のみが衝突していることがわかる．**写真-3.4(c)**は，後述する荷重～時間関係で，土石流衝撃荷重が最も大きくなるときの状態である．このときに，堰堤前面で止められた礫の高さは最高点に達している．**写真-3.4(d)**は，すべての礫が衝突し終えて，水のみが礫塊の間隙を抜けて流下し続けており，礫塊が停止状態となっている．

写真-3.5 に，case(G)-0 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.5(a)**は，衝突前のものであるが case(G)-0 °-none の場合とほぼ同じ流下形状で接近している．**写真-3.5(b)**で，土石流の先端が上流置減勢工に到達している．先行礫は，上流置減勢工によって捕捉され，後続の礫が接近しており，水のみが上流置減勢工と堰堤を抜けて流下している．**写真-3.5(c)**では，後続の礫が上流置減勢工を乗り越え，礫が堰堤に衝突するときのものである．上流置減勢工により停止した礫を乗り超えた後続の礫が堰堤に衝突している．**写真-3.5(d)**は，最大衝撃荷重時のものであり，case(G)-0 °-none とよく似た堆積形状をしているが，下部に停止している礫（形状がぼやけていない）の領域が，若干 case(G)-0 °-none よりも上流側に伸びている．また，堰堤と上流置減勢工の間隙を飛び越すように衝突している．**写真-3.5(e)**は，すべての礫が衝突し終え，礫塊が停止状態となっている．



(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.2$ s　(c)　$t = t_0 + 1.0$ s　(d)　$t = t_0 + 2.2$ s

写真-3.6　case(G) - 30 °-none の捕捉堆積過程

(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.1$ s　(c)　$t = t_0 + 0.3$ s

(d)　$t = t_0 + 1.1$ s　(e)　$t = t_0 + 2.3$s

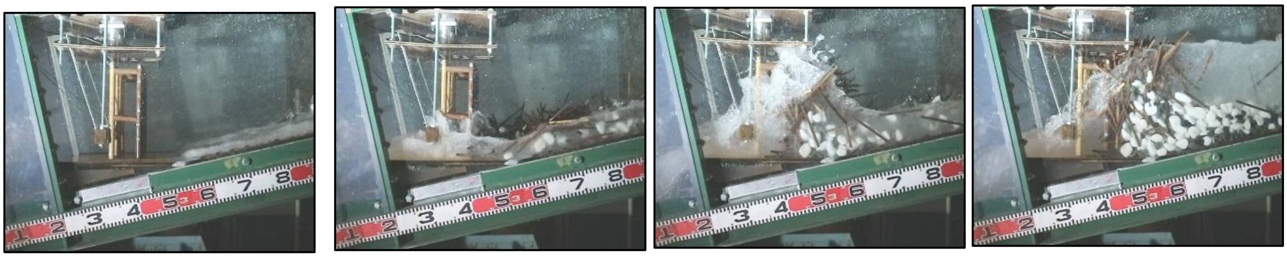
写真-3.7　case(G) -30 °-L2D-h3D の礫の捕捉堆積過程

写真-3.6 に，case(G)-30 °-none の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.6(a)**は，衝突直前のものである．**写真-3.6(b)**は，土石流の先端が堰堤に到達した時間であり，先端部の礫が衝突して水は抜け始めている．**写真-3.6(c)**は，1.0 s 後の最大衝撃荷重時のものである．径の大きい白い礫は堰堤の斜面に沿うようにせり上がって，上部では厚めの塊が形成されている．**写真-3.6(d)**は，すべての礫が衝突し終えて，礫塊が停止状態となっている．

写真-3.7 に，case(G)-30 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.7(a)**は，衝突直前のものである．**写真-3.7(b)**は，土石流の先端が上流置減勢工に到達した時間であり，他の条件と同様である．**写真-3.7(c)**は，土石流の先端が上流置減勢工に到達し，礫のみが捕捉され，水は抜けて流下している．**写真-3.7(d)**は，最大衝撃荷重時のものである．後続の礫は，上流置減勢工の手前で停止した礫を乗り越えて堰堤に衝突している．**写真-3.7(e)**は，すべての礫が衝突したときのものである．停止した礫の上面は下に凸な形状となっている．

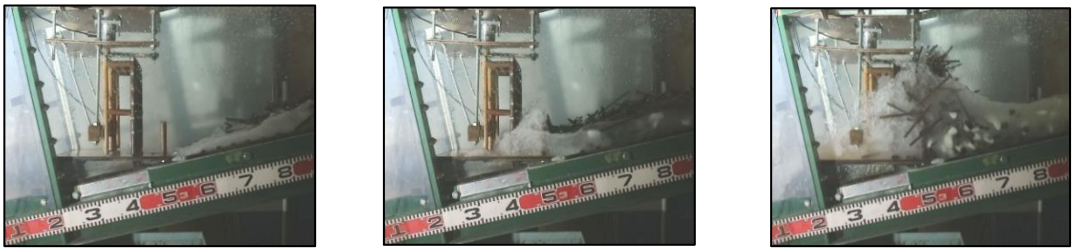
写真-3.8 に case(W)-0 °-none の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.8(a)**は，衝突直前のものであり，堰堤に近づく土石流は，流木が混在したことにより先行して流木が流れてきている．**写真-3.8(b)**は，土石流が堰堤に到達したときのものである．流木が先行して衝突し始めている．**写真-3.8(c)**は，最大衝撃荷重時のものである．堰堤と礫の間に流木が挟まれて衝突している形状が確認できる．**写真-3.8(d)**は，土石流が衝突し終えて，水のみが堆積物の間隙を抜けて流下し続けている．

写真-3.9 に，case(W)-0 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.9(a)**は，衝突直前のものであるが case(W)-0 °-none の場合とほぼ同じ流下形状で接近している．**写真-3.9(b)**は，土石流の先端が上流置減勢工に到達して

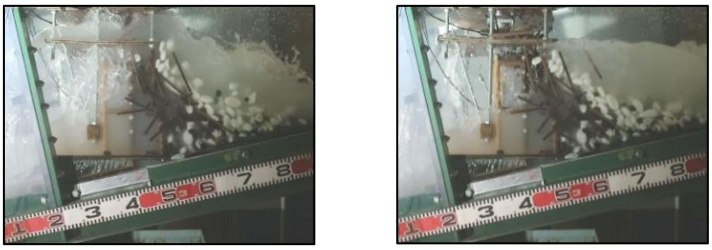


(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.3$ s　(c)　$t = t_0 + 0.7$ s　(d)　$t = t_0 + 3.2$ s

写真-3.8　case(W) - 0 °-none の捕捉堆積過程



(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.1$ s　(c)　$t = t_0 + 0.5$ s



(d)　$t = t_0 + 1.6$ s　(e)　$t = t_0 + 2.3$ s

写真-3.9　case(W) - 0 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程

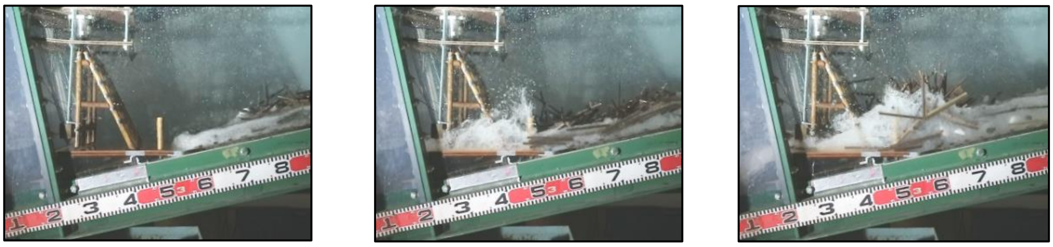
いる．先行した流木は，上流置減勢工によって捕捉され，後続流が接近しており，水のみが上流置減勢工と堰堤を抜けて流下している．**写真-3.9(c)**では，後続流の流木が上流置減勢工を乗り越え，堰堤に衝突するときのものである．上流置減勢工により停止した流木は積み上がって壁状になり，そこに後続の礫が衝突している．**写真-3.9(d)**は，最大衝撃荷重時のものである．壁状に積み上がった流木は，後続礫の重みにより倒れ，堰堤に衝突している．そのため上流置減勢工と堰堤の間には空間ができていることが確認できる．case(G)-0 °-none と比較すると堰堤に直接荷重が作用する面積が小さくなっていることがわかる．**写真-3.9(e)**は，土石流が衝突し終え，停止状態となっている．

写真-3.10 に，case(W)-30 °-none の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.10(a)** は，衝突直前のものである．**写真-3.10(b)**は，土石流の先端が堰堤に到達したものであり，先行してきた流木が衝突している．**写真-3.10(c)**は，最大衝撃荷重時のものであり，流木塊と礫塊に分かれていることがわかる．また，全ての流木が流木塊となっていることがわかる．**写真-3.10(d)**は，すべての礫が衝突し終え停止状態となり，流木と礫に明確に分かれている．

写真-3.11 に，case(W)-30 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程を示す．**写真-3.11(b)**は，土石流の先端が上流置減勢工に到達したときのものであり，他の条件と同様である．**写真-3.11(c)**は，土石流の先端が上流置減勢工に到達し，

(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.2$ s　(c)　$t = t_0 + 0.7$ s　(d)　$t = t_0 + 3.2$ s

写真-3.10　case(W) - 30 °-none の捕捉堆積過程



(a)　$t = t_0$ s　(b)　$t = t_0 + 0.1$ s　(c)　$t = t_0 + 0.4$ s

(d)　$t = t_0 + 2.7$ s　(e)　$t = t_0 + 3.2$ s

写真-3.11　case(W) -30 °-L2D-h3D の捕捉堆積過程

流木が捕捉され，水は抜けて流下している．**写真-3.11(d)**は，最大衝撃荷重時のものである．後続流は，上流置減勢工の手前で停止した壁状に積み上がった流木は礫の重みにより倒れるように堰堤に衝突している．**写真-3.11(e)**は，全ての土石流が衝突したときのものである．停止した礫の上面は下に凸な形状となっているcase(G)-30 °-L2D-h3D と比較して，停止した流木塊と礫塊は三角形状となっている．

3.3.2　荷重～時間関係

図-3.1 に，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0$ °における上流置減勢工高 $3D_{95}$ のときの離隔距離ごとの荷重～時間関係を示す．まず，全体の傾向から 3 つの領域に区分するものとした．第 I 領域は，土石流が衝突してから最大衝撃荷重に至るまでの約 1.0s までの領域である．**写真-3.4**，**5** に対応させると，堰堤前面に礫塊のせり上がりが終わり接触面の形成が終了するまでのものである．第 II 領域は，最大衝撃荷重から荷重がやや急勾配で約 1.0 s 間で低減している領域である．**写真-3.4**，**5** では，土石流に含まれる礫が堰堤により捕捉されているときのものである．第 III 領域は，礫の衝突が終了し，水のみが流下している領域であり，土石流衝撃荷重は徐々に低下していき，一定値に収束している．第 I 領域では，上流置減勢工がない場合は，土石流が衝突と同時に荷重が急激に増加するのに対して，上流置減勢工を設置することで荷重はなだらかに増加し最大値に達している．これは，**写真-3.5** に示すように上流置減勢工を設置したことにより，先行礫は，上流置減勢工が無い

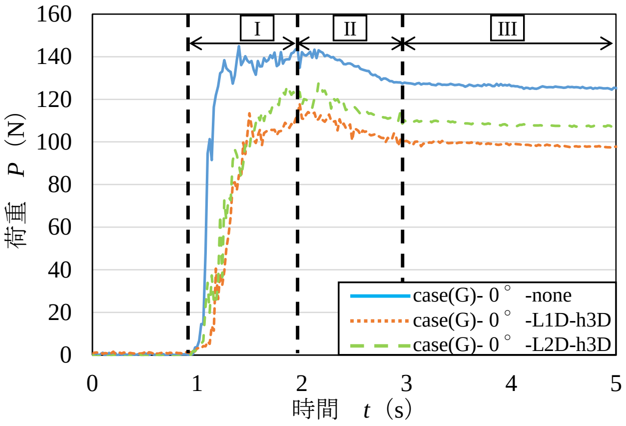


図-3.1　θ_{fs} = 0°における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$のときの荷重～時間関係(礫のみ)

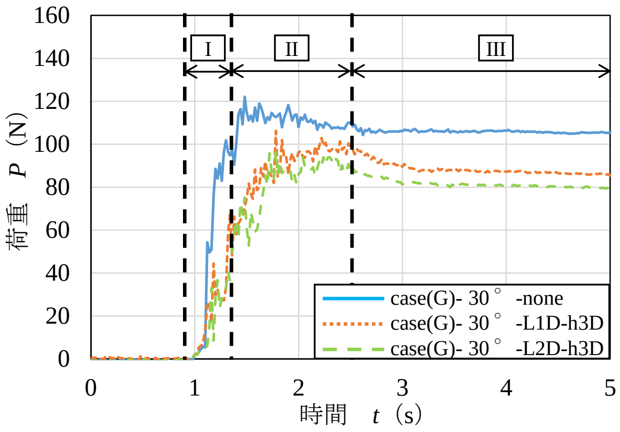


図-3.2　θ_{fs} = 30 °における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$のときの荷重～時間関係（礫のみ）

場合よりも堰堤の手前で停止するため，後続礫は停止した礫と衝突する距離は延び，減速させているためと考えられる．また，離隔距離 $2D_{95}$ よりも $1D_{95}$ の方が荷重はほぼ全領域で小さくなっていることがわかる．さらに，それぞれの最大衝撃荷重は case(G)-0 °-none で 145 N，case(G)-0 °-L1D-h3D で 118 N，case(G)-0 °-L2D-h3D で 128 N であった．このことから，比較すると離隔距離 $1D_{95}$ に設置することにより約 20 %低減している．第 II 領域と第 III 領域では，離隔距離に関係なくほぼ同様な形状で荷重は低下している．よって，堆砂礫荷重も最大衝撃荷重と同様に離隔距離 $1D_{95}$ のとき一番荷重が小さく，上流置減勢工が無い場合と離隔距離 $1D_{95}$ では，比率として 15 %低減されている．

図-3.2 に，堰堤前面傾斜角 θ_{fs} = 30 °における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$ のときの荷重～時間関係を示す．第 I 領域では case(G)-0 °-none と同様に case(G)-30 °-none は，土石流が衝突と同時に荷重が急激に増加しているが，上流置減勢工を設置することで荷重は徐々に増加し，なだらかに時間が延びて最大値に達している．ただし，離隔距離 $1D_{95}$ よりも $2D_{95}$ の方が荷重は若干小さくなっている．さらに，それぞれの最大衝撃荷重は，case(G)-30 °-none で 123 N，case(G)-30 °-L1D-h3D で 101 N，case(G)-30 °-L2D-h3D で 97 N である．このことから，比較すると離隔距離 $2D_{95}$ に設置することにより，約 20 %低減している．また，最大衝撃荷重に達する時間は，上流置減勢工を設置したことにより遅くなっていることがわかる．また，堆砂礫荷重は離隔距離 $2D_{95}$ のとき一番荷重が小さく，上流置減勢工がない場合と離隔距離 2 D_{95} では，比率として約 20 %低減されている．

図-3.3 に，流木混じり土石流を衝突させたときの堰堤前面傾斜角 0 °における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$ のときの荷重～時間関係を示す．第 I 領域では case(W)-0 °-none は，土石流が衝突と同時に荷重は急激に増加しているが，上流置減勢工を設置することにより無い場合の 2 倍の時間で荷重は増加して最大値に達し，最大値に達した荷重は，礫がすべて衝突後も上流置減勢工が無い場合に比較して極端に低減することなく，なだらかに低下している．また，荷重は離隔距離ごとにみると $1D_{95}$ と $2D_{95}$ ではよく似た荷重～時間関係になっていることがいえる．

図-3.4 に，流木混じり土石流を衝突させたときの堰堤前面傾斜角 30 °における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$ のときの荷重～時間関係を示す．case(W)-30 °-none は，case(W)-0 °-none と同様に良く似た波形になっており，土石流が衝突と同時に荷重は急激に増加しているが，case(W)-0 °-none のときの最大衝撃荷重は 120 N，case(W)-30 °-none では 92 N となり，**第２章**における堰堤前面傾斜角の及ぼす影響について減少する考察と同様の結果が得られた．次に，上流置減勢工を設置した場合，case(W)-0°-L1D-h3D と case(W)-0°-L2D-h3D と同様に荷重はなだらかに増加し，その後，なだらかに減少している．

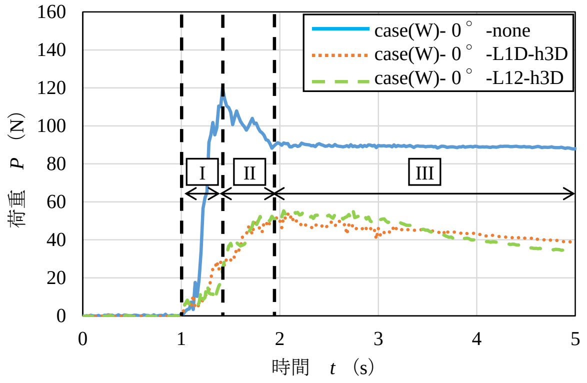


図-3.3　$\theta_{fs}=0$°における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$のときの荷重～時間関係（流木混じり）

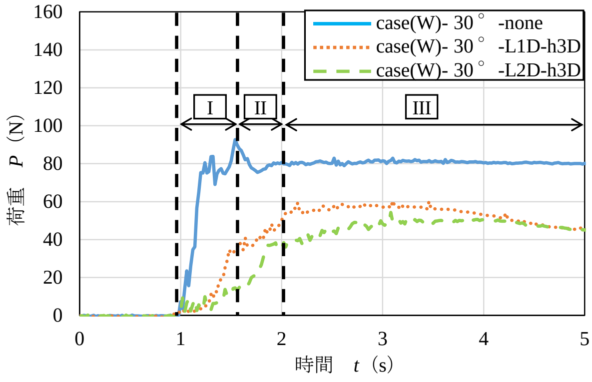
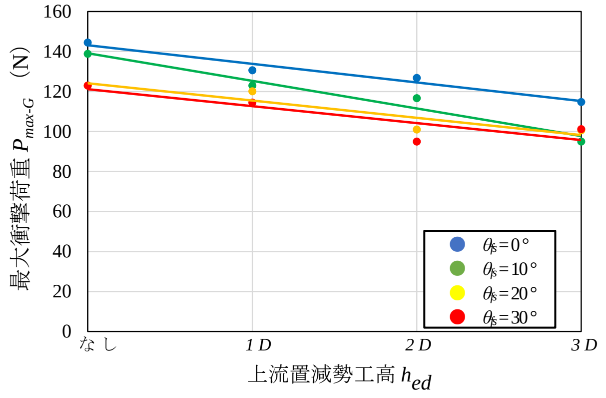
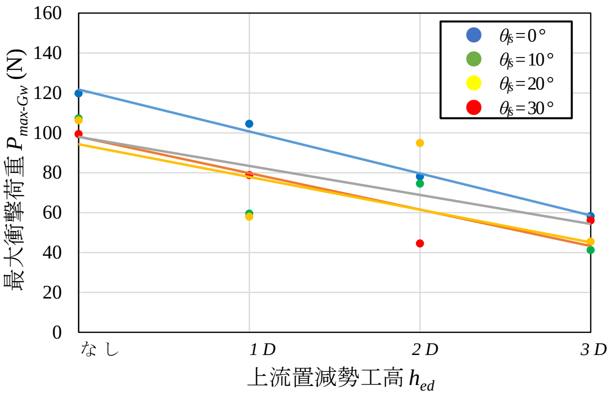


図-3.4　$\theta_{fs}=30$°における離隔距離ごとの上流置減勢工高 $3D_{95}$のときの荷重～時間関係（流木混じり）



(a)　礫のみ



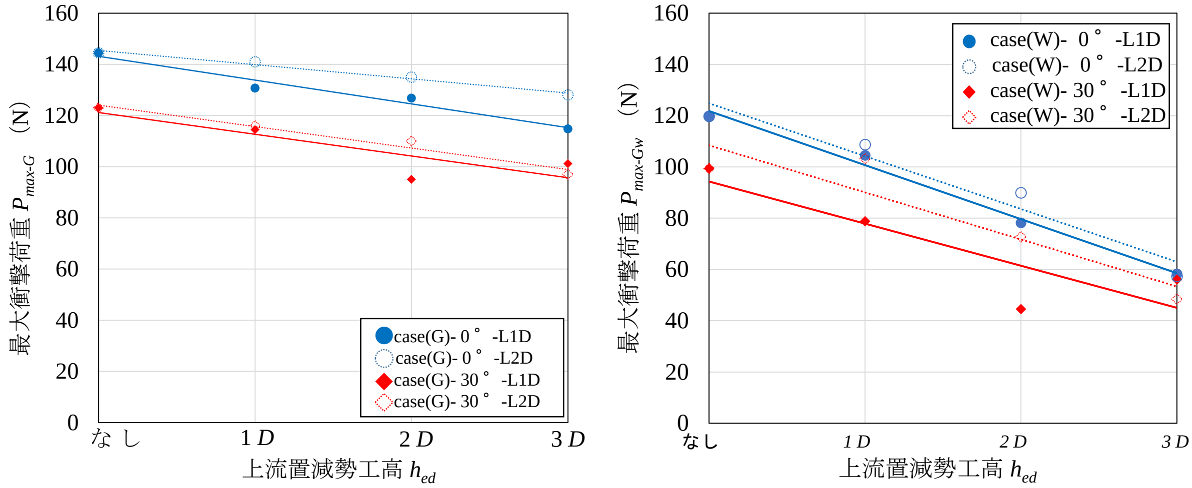
(b)　流木混じり

図-3.5　離隔距離 $L=1D_{95}$のときの最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係

3.3.3　上流置減勢工による最大衝撃荷重低減効果

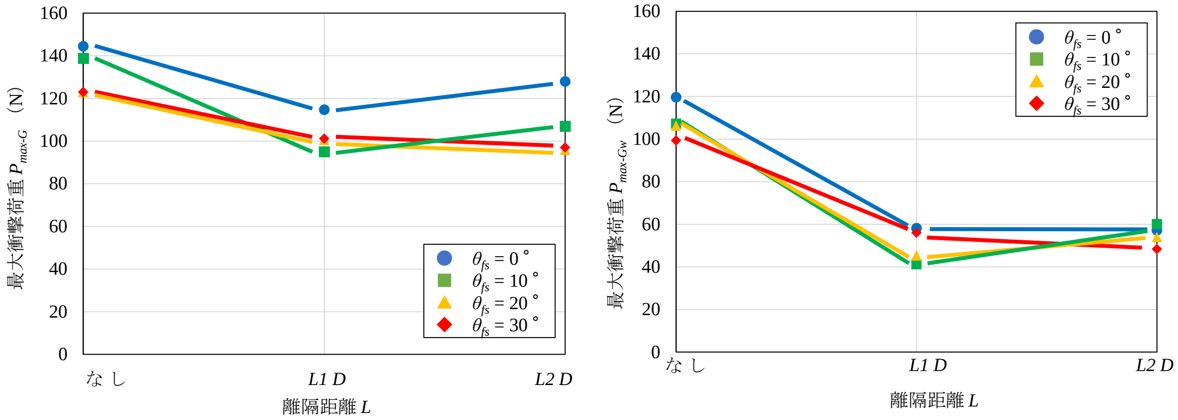
図-3.5 に，堰堤前面傾斜角ごとの離隔距離 $1D_{95}$ における最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係を示す．**図-3.5(a)**は，礫のみの最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係を示しており，概して，上流置減勢工の高さに応じて最大衝撃荷重が低減している．図中の青色で示す堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=0$ °のときは明瞭に線形的に低下しており，$h_{ed}=3D_{95}$ は上流置減勢工を設けない場合に対して 20 %ほど荷重が低下する．堰堤前面に傾斜が大きくなるとやや線形性は崩れるが，やはり低下傾向は現れている．例えば，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=30$ °では，上流置減勢工がない場合に比して上流置減勢工 $h_{ed}=3D_{95}$ とすると，20 %低減されている．**図-3.5(b)**は流木混じりの最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係を示しており，最大衝撃荷重のばらつきはあるものの上流置減勢工を設置することにより荷重は低減することは明確である．また，流木が混在することにより，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=30$°では，上流置減勢工がない場合に比して上流置減勢工 $h_{ed}=3D_{95}$ とすると，40 %低減されている．

図-3.6 に，各供試体の堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=0$ °および 30 °における上流置減勢工の離隔距離 $1D_{95}$ と $2D_{95}$ との最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係の比較を示す．**図-3.6(a)** は，礫のみの結果を示したものであり，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=0$ °を見ると $L=2D_{95}$ の方が $L=1D_{95}$ よりも荷重が全ての上流置減勢工高において明瞭に大きくなっている．ただし，上流置減勢工高が増加すると低減させる傾向は同様である．一方，堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs}=30$°では図中に示す赤色の回帰線において $L=2D_{95}$ の方が，荷重が大きくなるとしているが，$h_{ed}=3D_{95}$ では，大小関係が逆転している．すなわち，堰堤前面傾斜角が大きくなると，離隔距離が荷重低減に及ぼす影響が変化



(a)　礫のみ　　　　(b)　流木混じり

図-3.6　θ_{fs} = 0 °, 30 °における上流置減勢工の離隔距離 1D_{95} と 2D_{95} のときの最大衝撃荷重～上流置減勢工高関係



(a)　礫のみ　　　　(b)　流木混じり

図-3.7　各堰堤前面傾斜角の上流置減勢工高 3D_{95} のときの最大衝撃荷重～離隔距離関係

している．次に，**図-3.6(b)**は流木混じりの結果を示したものである．各堰堤前面傾斜角の回帰線は上流置減勢工高が大きくなるに連れて最大衝撃荷重は減少しているが，礫のみと同様に，離隔距離が荷重低減に及ぼす影響が，小さくなっており，その荷重低減の減少効果の影響は異なる．

図-3.7 に，各供試体および堰堤前面傾斜角の上流置減勢工高 3D_{95} のときの最大衝撃荷重～離隔距離関係を示す．礫のみおよび流木混じりにおいても傾向線は L = 2D_{95} の方が低減することになるが，全てのケースで離隔距離 L = 1D_{95} の方が L = 2D_{95} のものよりも低減効果があることがわかる．

3.3.4　上流置減勢工の荷重低減メカニズム

図-3.8 に，以上の実験結果を総括して，透過型の上流側に上流置減勢工を設置することにより，土石流衝撃荷重が低下するメカニズムの説明模式図を示す．**図-3.8(a)**では，衝突前は土石流が段波を形成して流下している形状について示す．この時には，上流置減勢工の有無に関わらず，土石流の流下過程は同じ状態となる．しかし，**図-3.8(b)**に示すように，上流置減勢工が無いと礫塊は，そのままの形状を保って進むが，上流置減勢工を設置することによって先行の礫の一部は停止状態となることで，上流置減勢工の手前に停止礫塊の領域が形成される．さらに，**図-3.8(c)**のように，上流置減勢工が無い場合，土石流の先端が堰堤に衝突する時，堰堤前面に停止礫塊が形成されるが，上流置減勢工を設置すると，停止した礫塊を乗り越え，土石流

凡例：運動中 ●（青）　停止 ●（赤）　運動方向 ←

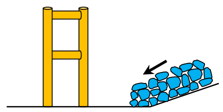
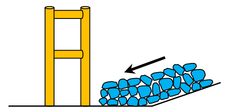
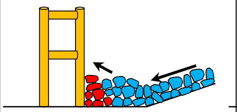
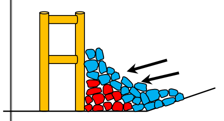
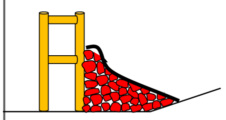
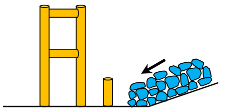
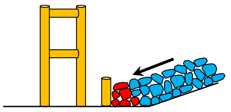
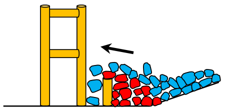
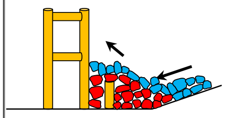
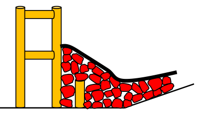
減勢工	衝突前	減勢工衝突時	堰堤に衝突	後続礫の衝突	堆積後
な　し					
あ　り					
比　較	段波を形成し，土石流が流れてくる.	上流置減勢工を設置することにより先行の礫は停止	上流置減勢工を設置することにより堰堤に衝突する礫は少なくなる.	上流置減勢工が無い場合は停止している礫が，ある場合には運動している.	ありの場合，堆積形状は下に凸の形状となり，後続の礫の流れる距離は長くなるとともに制動距離が長くなる.

図-3.8　衝突メカニズム

は堰堤との間隙で落下するように衝突する．この際，土石流は停止した先行礫塊との摩擦によりエネルギーを失うため，その速度は小さくなる．**図-3.8(e)**では，上流置減勢工の有無に関わらず，停止礫塊を乗り越えて礫が衝突するが，上流置減勢工があることで停止礫塊の堰堤までの距離は延びるため後続礫の制動区間が延び，減速が大きくなる．このような効果は，**図-3.1**，**3.2** に見られた荷重の立ち上がりを遅らせることになり，引いては土石流衝撃荷重を低減すると考えられる．

また，流木が混在することにより上流置減勢工により捕捉され，後続の礫はせき止める．しかし，流木の捕捉量により後続の礫の衝突に影響及ぼすため最大衝撃荷重は堰堤前面に関係なくばらつきが見られる．

3.4　結　言

本研究は，第２章で明らかにした先行停止礫による後続の礫群への制動効果を基に，上流置減勢工設置による透過型が受ける土石流衝撃荷重低減効果を簡易なモデルの実験により検討したものである．その際，上流置減勢工の高さと離隔距離を変化させることで堰堤が受ける荷重の影響を整理したものである．得られた成果を整理すると以下のようになる．

1) 第２章で考察した，堰堤前面の下部に先行して到達した先行停止礫により，後続流はその上面を滑動する際に摩擦により制動効果を受け，土石流衝撃荷重が低減されることを明らかにした．
2) 上流置減勢工を設置することで，土石流衝撃荷重の最大値は小さくなり，かつ，上流置減勢工による低減の影響を受けて，静止状態での堰堤に対する堆砂礫荷重も小さくなる．
3) 上流置減勢工が高いほど，荷重低減効果は大きい．堰堤前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0°$（直立堰堤）では，上流置減勢工の高さを最大巨礫径の 3 倍とした．特に，礫のみでは，上流置減勢工を設置する前より 20 %ほど低下し，流木が混在することにより 40 %低下する．
4) 上流置減勢工と堰堤前面との離隔距離は最大礫径の 1.0 倍の場合，低減効果が大きい．
5) 低減効果が現れるのは，上流置減勢工によって堰堤より少し離れたところから作られる停止礫塊の効果であり，停止礫塊との摩擦距離を大きくすることによって堰堤前面での衝突速度を小さくする効果が生ずるためである．
6) 堰堤前面に上流置減勢工を設置することにより最大衝撃荷重は低減することから，既存の砂防構造物の補強法としての効果が見込まれることが考えられる．
7) 堰堤の上流側に上流置減勢工を設置した際の土石流衝撃荷重の低減メカニズムを解析的に検討し，先行停止礫群が後続礫に及ぼす影響について，個別要素法等により検討する必要がある．その際，上流置減勢工の形状や設定位置についての最適値の検討が望まれる．また，合理的かつ簡便な設計荷重モデルについても検討する必要がある．

第４章 透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝撃荷重に関する実験的検討

4.1　緒　言

第２，３章では，南木曽町の梨子沢第 1 砂防堰堤の被災事例を基に，土石流の衝突メカニズムから荷重低減対策について検討した．

ところで，レベル II 設計荷重をモデル化するには，透過型に作用する土石流荷重の垂直方向（水深方向）の分布について知見を得る必要がある．参考までに現行設計では，**第１章**で述べたように静的荷重を作用させた構造応答を照査している．そのうえで，透過型の設計荷重は，不透過型に作用する設計荷重を準用している．つまり，透過型に作用する荷重分布など明らかになっていない．

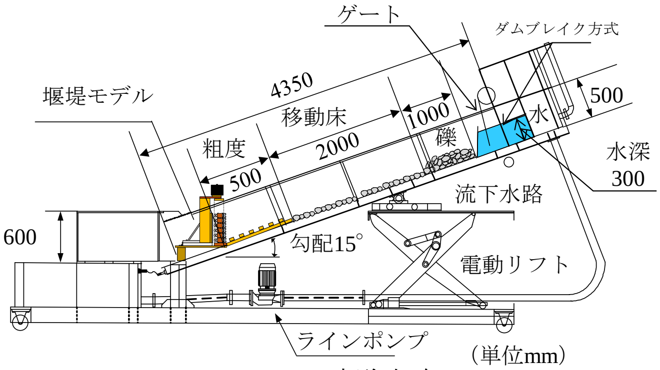
そこで本章では，構造安定計算の一つである転倒限界を確認できる実験を行ったうえで，転倒限界付近における土石流荷重の動的荷重分布モデルを提案するものである．続いて，提案モデルに基づき転倒安定性についてFEM 解析を行い，実験結果との整合性について検討するものである．

4.2　実験の概要

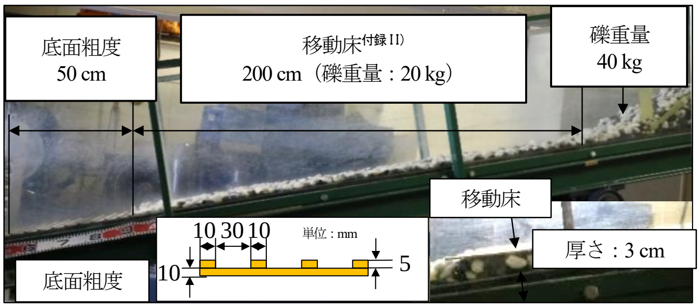
4.2.1　実験装置

図-4.1 に，実験装置の概要を示す．実験装置は，**2.2 節**において述べたものと同じ実験装置を使用した．なお，本実験における水路勾配は，土石流流下区間とされる渓床勾配 θ_S = 15.0 °とした．水路の底面には，**図-4.1(b)**に示す堰堤モデルの上流 50 cm に底面粗度を設置した．その上流側に礫を敷き並べて，移動床とするとともに最上流部に礫塊を配置した．

なお，土石流の堰堤衝突時の形状については，破壊力が大きな先頭集中型に限定している[付録 I，II]．



(a)　実験水路



(b)　河床底面

図-4.1　実験装置の概要

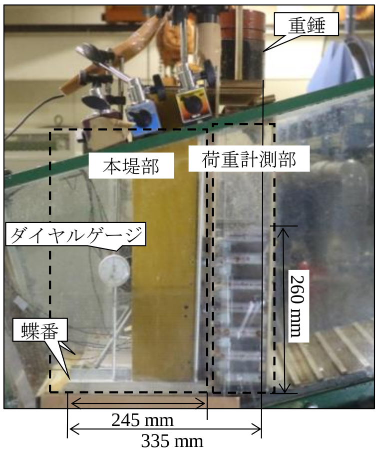


写真-4.1　堰堤モデルの概要

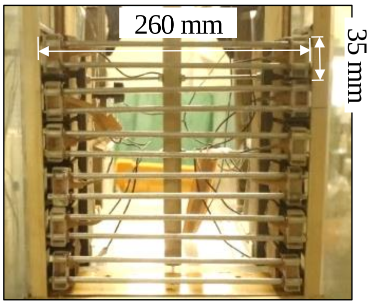


写真-4.2　受圧梁設置要領

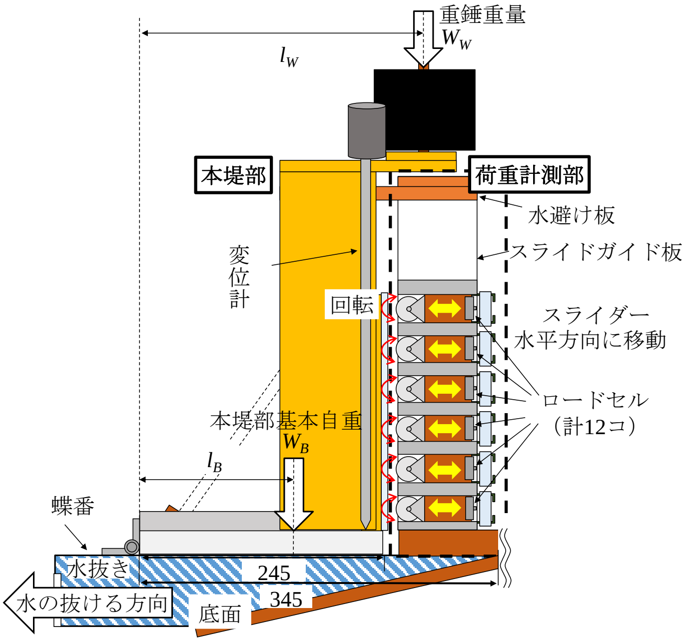


図-4.2　荷重計測装置

4.2.2　堰堤モデル

写真-4.1 に，堰堤モデルの概要を示す．堰堤モデルは，実験水路の制約上，堰堤高さを 26 cm とした．これは実物の高さを 10 m とした場合，フルード相似則で約 1/40 となる．

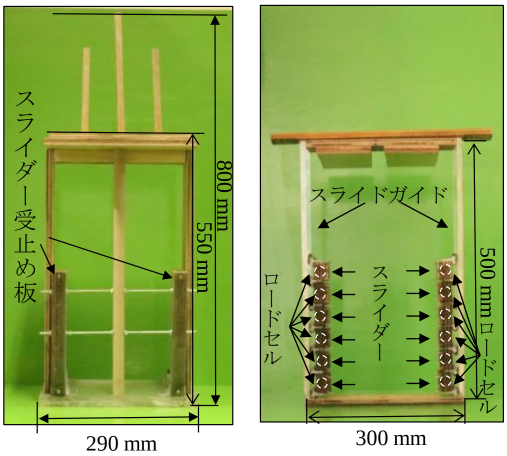
写真-4.2 に，受圧梁設置要領を示す．**写真-4.2(a)**に示すように，荷重計測部の上流側に受圧梁を取り付けた．この受圧梁は，直径 6 mm の鋼棒で，上下の間隔は 15 mm であり，充分な曲げ剛性を有しており，土石流を受けると礫を捕捉するが，水は抜けるようになっている．

図-4.2 に，荷重計測装置の模式図を示す．堰堤モデルは，本堤部と荷重計測部によって構成されている．本堤部の上部の重錘質量を変化させることで，転倒に対する抵抗モーメントを次式のように調整できる．

$$M_r = W_B \cdot l_B + W_W \cdot l_W = m_B \cdot g \cdot l_B + m_W \cdot g \cdot l_W \qquad (4.1)$$

ここで，M_r : 抵抗モーメント（N・m），W_B，m_B : 本堤部の重量および質量（N，kg），W_W，m_W : 上載重錘重量および質量（N，kg），l_B，l_W : それぞれ W_B，W_W と蝶番との水平距離（m，m），g : 重力加速度である．

写真-4.3 に，本堤部と荷重計測部を示す．**写真-4.3(a)**に示す本堤部は，高さ 800 mm，奥行き 290 mm である．本堤部のみの重量は 48 N であり，底板の後端と底面を蝶番で連結することで転倒可能な機構になっている．なお，蝶番と本堤部上流面との距離は 245 mm である．**写真-4.3(b)**に示す荷重計測部の上流面には，全部で 12 個のロードセル（LMB-A-500 N-P）が取り付けられている．これらの荷重は，サンプリング間隔 2.0 ms で計測した．荷重計測高さは，1 段目は 5 cm，2 段目は 8 cm，3 段目は 13 cm，4 段目は 17 cm，5 段目は 21 cm，6 段目は 25 cm である．いずれも大きな開口部を有しており，礫捕捉の受圧梁がない限り，水流や礫も自由は通過可能である．本堤部の両側には，スライダーの力を受け止めるスライダー受止め板（アクリル板）を貼り付けた．



(a)　本堤部　　　(b)　荷重計測部

写真-4.3　本堤部と荷重計測部

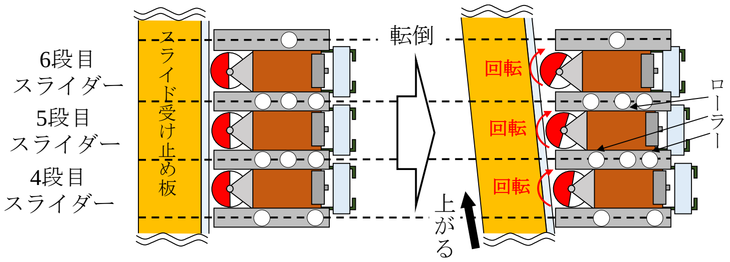


図-4.3　スライダーと受止め板の機構

表-4.1　礫モデルの諸元

番号	呼称	比重	呼称粒径	質量 (kg)	備考
1	礫モデル・小	2.6	10 mm	27	60	玉砂利
2	礫モデル・中		20 mm	21		
3	礫モデル・大		30 mm	12		

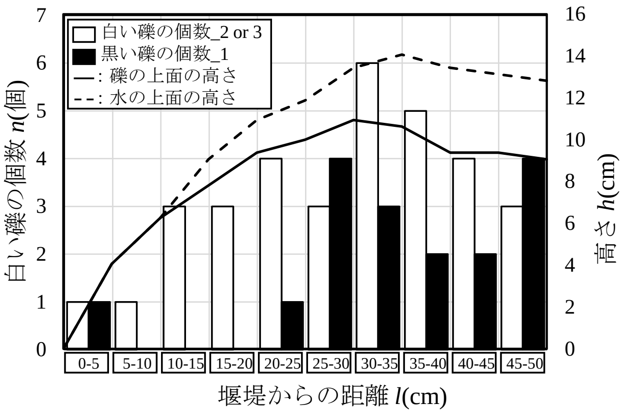


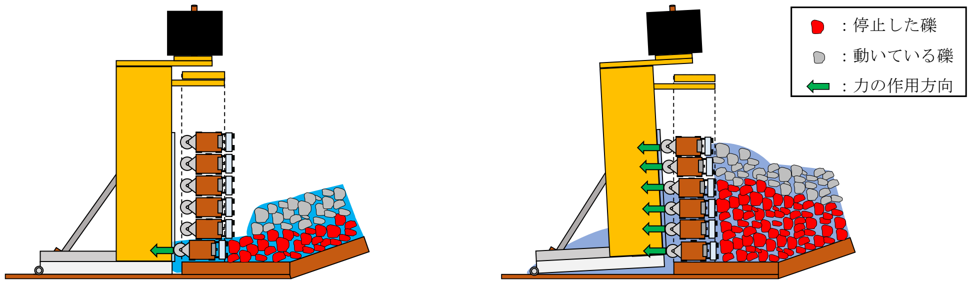
図-4.4　礫の数および上面の高さ

図-4.3 に，スライダーと受け止め板の模式図を示す．各段のスライダーは独立して水平方向に移動が可能となっている．その下流端にはローラーがあり，スライダーが上流側から押されることによって，スライダー受止め板に接触する．そして，抵抗モーメントより大きな作用モーメントが生ずると本堤部が転倒し，スライダー受止め板は上方に上がり，スライダーは下流にシフトする．この時，ローラーによって，本来生じるスライダーと受止め板の摩擦を軽減できるように工夫した．また，スライダー相互間にもローラーがあり，相互に独立して動くことで，摩擦が生じにくい機構となっている．

4.2.3　土石流モデル

土石流モデルは，**表-4.1** に示す 3 種類の呼称粒径 10 mm，20 mm，30 mm の礫を混合して用いた．礫材の比重は 2.6 であり，それぞれの体積比が 1 : 1 : 1 となるようにし，礫塊全体の総質量は 60 kg とした．この結果，各礫塊の質量はそれぞれ 27，21，12 kg となった．これにダムブレイク方式で水流を与えると同時に，ポンプにより流量約 5 ℓ/s となるように流水を 5.0 s 間与え，先頭部に大きな礫が集中する段波になるように設定した．すなわち，流下時に生起する逆グレイディング現象による段波形成をしやすくするように，松村ら [1)] の研究を参考にし，底面粗度を間隔 30 mm で，高さ 5 mm，幅 10 mm の粗度を，堰堤モデルから上流部に 50 cm の長さにわたり設置し段波形成を促した．また，礫塊の初期配置は，底面粗度の上端から上流側に 2.0 m にわたり厚さ 3.0 cm になるように，礫を敷きならして移動床として，さらにその上流に 1.0 m にわたり厚さ 15 cm 台形状に礫塊 40 kg を配置し，後方から前面深さ 30 cm に貯めた水を一挙に開放して水流を与えた [2)-4)]．

図-4.4 に，先頭礫の数および水面と礫塊上面の高さ～堰堤距離関係を示す．土石流の先端には，大きな白い礫が先頭部に集中しており，大礫の数が最大となるのは堰堤距離 30～35 cm までの間で，中小礫はほとんどない．ただし，35 cm より後続になると黒い礫の数が多くなり，また水位はなだらかに減少していく．この先頭部に段波をもつ流れは，水山ら [5)] の研究とほぼ一致している．



(a)　衝突時　　　　(b)　転倒時

図-4.5　転倒過程

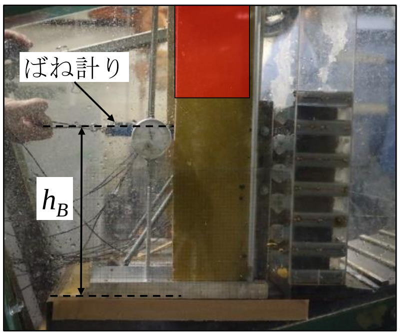


写真-4.4　事前実験

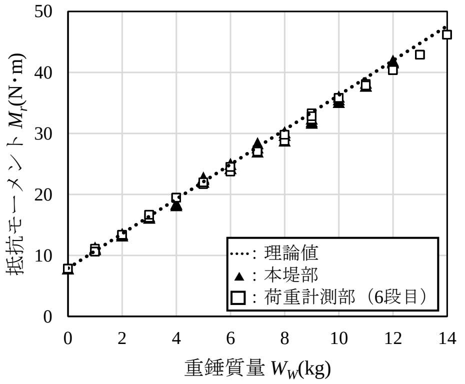


図-4.6　抵抗モーメント～重錘質量関係

4.2.4　堰堤モデル転倒過程

図-4.5 に，本堤部の転倒過程を示す．**図-4.5(a)**の土石流の衝突時には，外力が作用した段がスライドし，本堤部下端に外力を伝える．この圧力は受圧梁に伝達され，ロードセルで荷重が計測される．**図-4.5(b)**の転倒時，本堤部の抵抗モーメント以上のモーメントが作用すると蝶番を支点とし，本堤部は浮き上がるようになっている．この際，本堤部は荷重計測部との間にローラーを取り付けており，回転することで本堤部のみが浮き上がり，転倒する．

4.3　実験結果

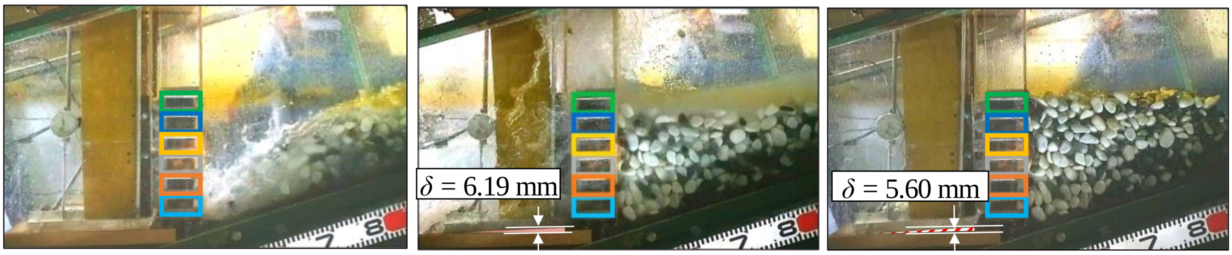
4.3.1　事前実験

写真-4.4 に，事前実験の要領を示す．堰堤モデルの転倒機構が摩擦の影響なく転倒することを確認するために 6 段目のスライダーに静的な荷重を与える．そこで，転倒開始時（底面の浮き上がり）のモーメントを計測し，重錘質量との関係を求めた．なお，重錘質量 W_W は 0～14 kg を 1.0 kg ごとに増加させ，計 15 ケース，各重錘質量に対して計 3 回ずつ実施したものである．

$$M_{r_sta} = P_{R6} \cdot h_6 \tag{4.2}$$

ここで，M_{r_sta}：抵抗モーメントの計測値，P_{R6}：転倒時の 6 段目スライダーの水平荷重，h_6：6 段目スライダーの高さ（= 25cm）である．

図-4.6 に計測値と式(4.2)の理論式による抵抗モーメントを比較して示す．実験値は極めてよく理論値と一致しており，スライダーに配したローラーにより，不要な摩擦が生じない機構であることを確認した．また，本堤部の浮き上がり量を計測するため，蝶番から 235 mm の位置に変位計を設置し，本堤部の浮き上がり量を計測した．



(a)　$t=t_0$ s　　(b)　$t=t_0+0.38$ s（最大浮き上がり時）　　(c)　$t=t_0+15.0$ s（堆積時）

写真-4.5　重錘質量 $W_W=4$ kg における捕捉堆積過程

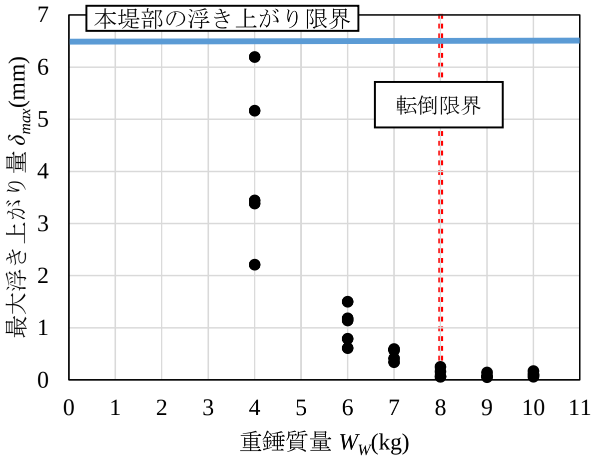


図-4.7　最大浮き上がり量～重錘質量関係

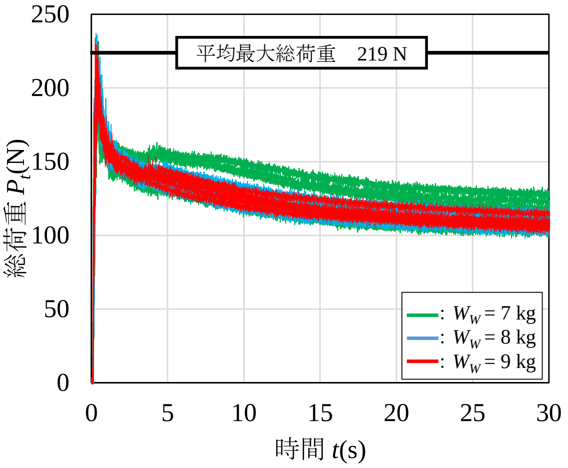


図-4.8　総荷重～時間関係

4.3.2　転倒限界の重錘質量

写真-4.5 に，重錘質量 $W_W=4$ kg における捕捉堆積過程を示す．**写真-4.5(a)**は，土石流の先端が堰堤モデルに衝突した瞬間のものである．そのときの本堤部は転倒を開始していない（$t=t_0$ s）．**写真-4.5(b)**は，$t=t_0+0.38$ s のとき本堤部が最も浮き上がり，最大浮き上がり量 $\delta_{max}=6.19$ mm である．このとき，本堤部は目視で確認できるほど底板が浮き上がっている．**写真-4.5(c)**は，礫の流れが止まり，水がすべて抜けたときのものである．礫は堰堤モデルの最頂部まで堆積しているが，浮き上がり量 $\delta=5.6$ mm で一定になる．

図-4.7 に，衝突実験における最大浮き上がり量～重錘質量関係を示す．重錘質量 $W_W=4$ kg では，最大浮き上がり量 $\delta_{max}=2.2$～6.2 mm でばらつくが，重錘質量 $W_W=6$ kg，7 kg では，最大浮き上がり量 $\delta_{max}=0.5$～1.5 mm となりほぼ一致する．重錘質量 $W_W=8$ kg では最大浮き上がり量がほぼ 0 mm となり，重錘質量 $W_W=9$ kg，10 kg では転倒しなくなる．つまり，**図-4.6** から重錘質量 $W_W=8$ kg の抵抗モーメントを求めると，$M_r=30.6$ N･m となる．つまり，$M_{at}=30.6$ N･m に相当する作用モーメントが生じていることになる．

以降については，浮き上がりの境界である転倒限界の土石流衝撃荷重に着目して比較する．

4.3.3　荷重～時間関係

図-4.8 に，転倒限界付近における総荷重～時間関係を比較して示す．総荷重とは，計測された各段の荷重の積算値である．総荷重は，土石流の先端部が衝突して 0.26 s 後に最大総荷重（平均 $P_{t_max}=219$ N）に達している．その後，荷重は急激に減少する．さらに，1.0 s 以降はなだらかに荷重が減少し，徐々に堆砂礫荷重（$P_t=104$ N，$t=t_0+30$ s）に向かって一定値に収束していく．

図-4.9 に，重錘質量 $W_W=8$ kg における各段の荷重～時間関係を示す．荷重の立ち上がりは，その段に土石

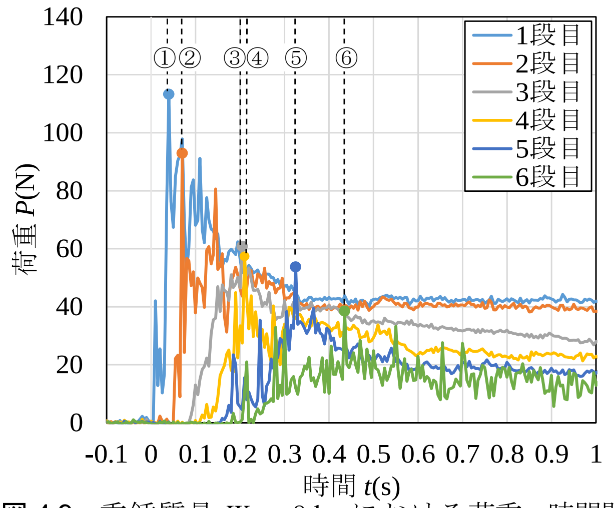


図-4.9　重錘質量 $W_W = 8$ kg における荷重～時間関係

表-4.2　各段の衝突開始および最大荷重発生時間

段	土石流先端の衝突時刻	時間差	最大荷重発生時刻	時間差
1	0.0		0.04	
		0.06		0.03
2	0.06		0.07	
		0.03		0.13
3	0.09		0.2	
		0.03		0.01
4	0.12		0.21	
		0.04		0.12
5	0.16		0.33	
		0.05		0.10
6	0.21		0.43	

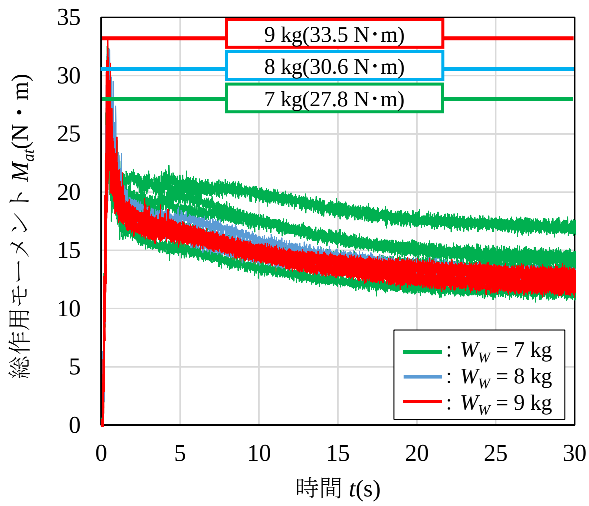


図-4.10　総作用モーメント～時間関係

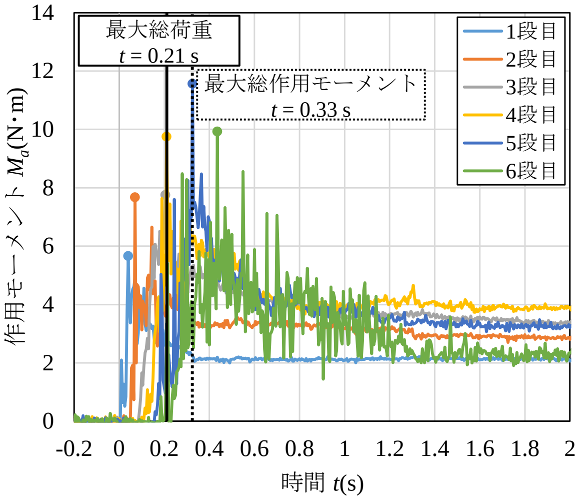


図-4.11　重錘質量 $W_W = 8$ kg における

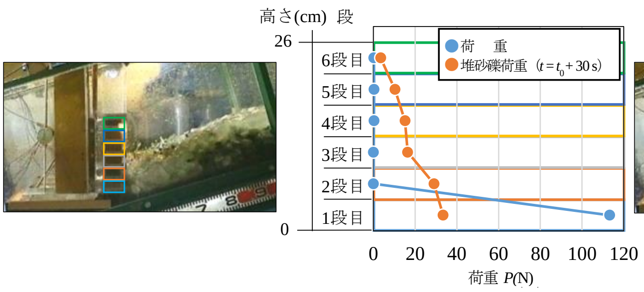
作用モーメント～時間関係

流の先端が衝突したことを表す．その後，一気に最大荷重に増加している．**表-4.2** に，各段の衝突開始および最大荷重発生時間を示す．各段概ね 0.04 s の時間差で衝突が発生する．一方，最大荷重発生時間を**図-4.9** 中の①～⑥に示す．1 段目は 0.04 s，2 段目は 0.07 s，3 段目は 0.20 s，4 段目は 0.21 s，5 段目は 0.33 s，6 段目は 0.43 s となり，衝突時間の時間差ほど均一な時間差は生じない．各段の最大荷重は，1 段目は 113 N，2 段目は 93 N，3 段目は 61 N，4 段目は 57 N，5 段目は 54 N，6 段目は 39 N となり，計測高さが高くなるにつれて小さくなっている．これは，先行停止礫の影響により，後続の礫がせり上がることで速度を失うことによるものと考えられる [6),7)]．

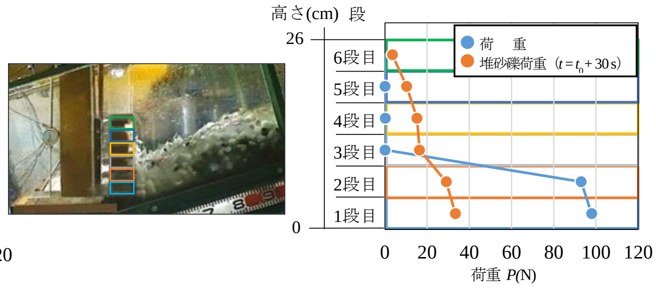
4.3.4　作用モーメント～時間関係

図-4.10 に，総作用モーメント～時間関係を示す．総作用モーメントとは，各段で計測された荷重に底面からの距離を乗じて求めた各段のモーメントの積算値である．総作用モーメントは，土石流が衝突して 0.33 s 後に最大総作用モーメント（$M_{at_max} = 30.9$ N･m）に達している．その後，急激に作用モーメントは減少し，徐々に堆砂礫荷重の総作用モーメント（$M_{at} = 11.9$ N･m，$t = t_0 + 30$ s）に向かって収束している．

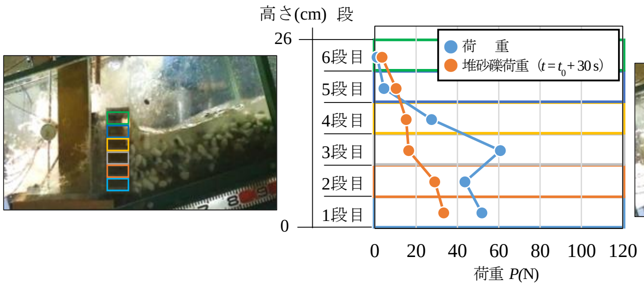
図-4.11 に，重錘質量 $W_W = 8$ kg における各段の作用モーメント～時間関係を示す．最大総作用モーメントは，5 段目の作用モーメントの最大値発生時刻とほぼ一致しており，上段の荷重の支配要因が大きいことがわ



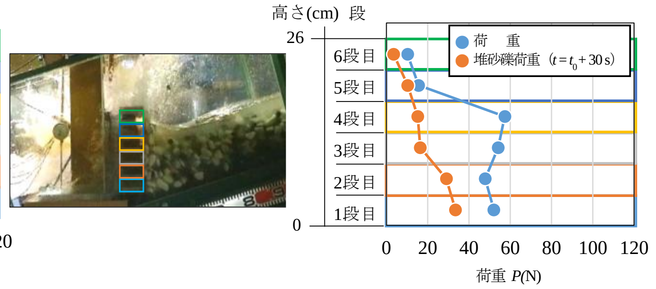
(a)　$t = t_0 + 0.04$ s（1 段目最大荷重時）



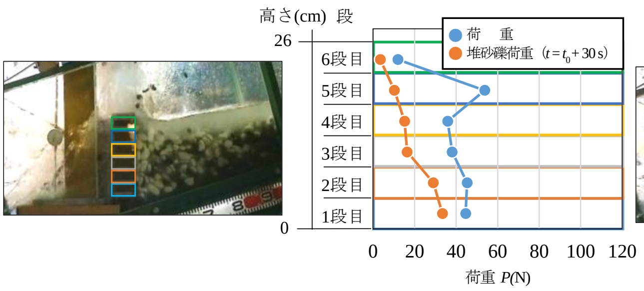
(b)　$t = t_0 + 0.07$ s（2 段目最大荷重時）



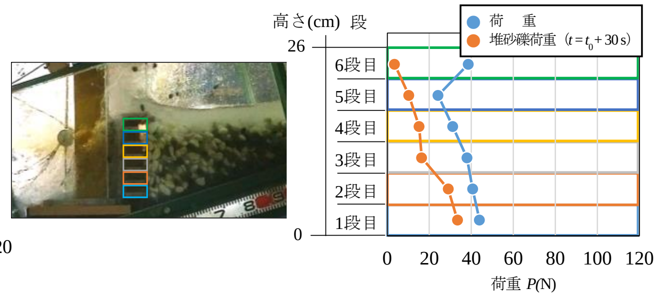
(c)　$t = t_0 + 0.2$ s（3 段目最大荷重時）



(d)　$t = t_0 + 0.21$ s（4 段目最大荷重時）



(e)　$t = t_0 + 0.33$ s（5 段目最大荷重時）



(f)　$t = t_0 + 0.43$ s（6 段目最大荷重時）

図-4.12　捕捉堆積過程と荷重の高さ分布（$W_W = 8$ kg）

かる．各段の最大作用モーメントは，1 段目は 5.7 N・m，2 段目は 7.7 N・m，3 段目は 7.6 N・m，4 段目は 9.7 N・m，5 段目は 11.6 N・m，6 段目は 9.9 N・m となり，**図-4.9** の作用荷重では 1 段目が最大であったが，**図-4.11** の作用モーメントでは 5 段目が最大となる．

4.3.5　捕捉堆積過程と荷重分布の変化

図-4.12 に，重錘質量 $W_W = 8$ kg における捕捉堆積過程の様相と荷重分布（青線）を示す．比較のために $t = t_0 + 30$ s の荷重（堆砂礫荷重）を橙線で示す．

図-4.12(a)の $t = t_0 + 0.04$ s は，**図-4.9** 中の①の 1 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，先頭部の礫が 1 段目（青）に衝突している．1 段目のみに荷重が生じており，113 N の荷重が作用しており，1 段目の堆砂礫荷重 33 N の 3.4 倍であった．

図-4.12(b)の $t = t_0 + 0.07$ s は，**図-4.9** 中の②の 2 段目の荷重が最大となる時のものであり，礫 3 個分の深さに礫衝突が生じている．1，2 段目に荷重が生じており，2 段目には 93 N の荷重が作用しており，2 段目の堆砂礫荷重 29 N の 3.2 倍であった．

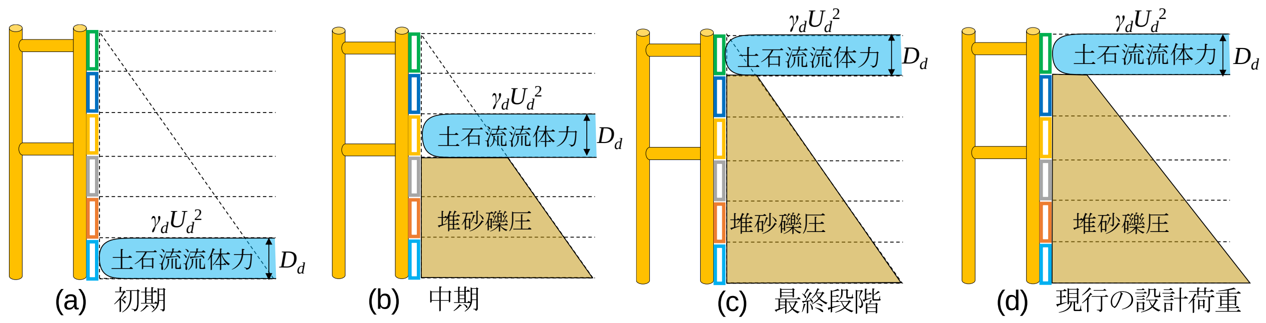


図-4.13　動的荷重分布モデル

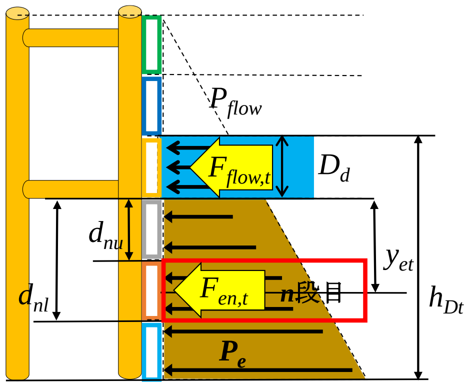


図-4.14　動的荷重分布モデル

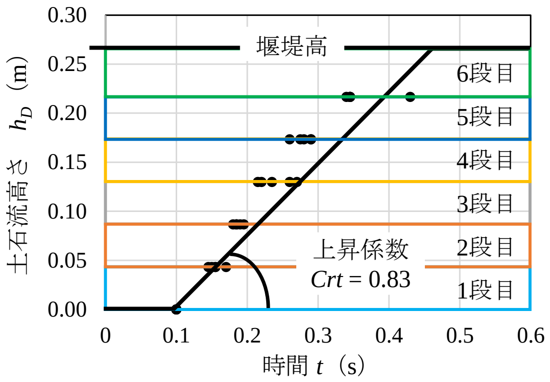


図-4.15　土石流高さ～時間関係（$W_W = 8$ kg）

図-4.12(c)の $t = t_0 + 0.2$ s は，**図-4.9** 中の 3 段目の荷重が最大となる時のものであり，5 段目（濃青）の高さまで土石流の上面が到達している．5 段目までの各段に荷重が作用しており，3 段目に最も大きな荷重が作用し，61 N であった．これは，3 段目の堆砂礫荷重 16 N の 3.8 倍であった．

図-4.12(d)の $t = t_0 + 0.21$ s は，**図-4.9** 中の④の 4 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総荷重は最大となる．4 段目の荷重（$P = 57$ N）は，4 段目の堆砂礫荷重（$P = 15$ N）の 3.8 倍である．

図-4.12(e)の $t = t_0 + 0.33$ s は，**図-4.9** 中の⑤の 5 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総作用モーメントは最大となる．5 段目の荷重（$P = 54$ N）は，5 段目の堆砂礫荷重（$P = 10$ N）の 5.4 倍である．

図-4.12(f)の $t = t_0 + 0.43$ s は，**図-4.9** の⑥の最上段の 6 段目（緑）の荷重が最大となる時のものであり，6 段目に数個ほど衝突している．6 段目には 61 N の荷重が作用しており，6 段目の堆砂礫荷重 3 N の 13 倍であった．また，堰堤の上部になるほど，堆砂礫荷重に対する荷重の比は大きくなり，衝撃的な作用モーメントの効果があることがわかる．

4.4　動的荷重モデルの提案

本研究では実験結果を基に，既往研究[8)]や現行設計荷重モデル[9)]を参考にして，動的荷重分布モデルの推移を**図-4.13** のように提案する．透過型に作用する荷重モデルは，上部に土石流流体力，水深より下部には堆砂礫荷重を組み合わせ，土石流が堰堤上端に達した際の定性的な最終形は現行設計荷重分布と一致するものを考えた．参考までに，**図-4.13(d)**は現行の設計荷重である．

図-4.14 に，時刻 t における荷重分布モデルの詳細説明を示す．上部には土石流水深に相当する深さに等分布の土石流流体力が作用するものとしている．また，その下部には堆砂礫荷重を深さ方向に比例する荷重として与えるものである．

4.4.1 model-A

図-4.13 に示す土石流の到達高さの変化を時間的に制御するために，図-4.15 に示すような土石流高さ～時間関係を導入する．これは，現象論からすると土石流の流速と接近形状の関数となるものであるが，本研究では実験値を利用することとした．図-4.15 中の実験値は，図-4.9 の重錘質量 W_W = 8 kg における結果をプロットしている．これを回帰関数化すると，図-4.15 の土石流高さ h_{Dt} は，次式で与えられる．

$$h_{Dt} = C_{rt} \cdot (t - t_0) \qquad (t_0 < t \leq t_H) \tag{4.3}$$

ここで，h_{Dt} : 時刻 t における土石流高さ（m），C_{rt} : 上昇係数（m/s）（C_{rt} = 0.83 : W_W = 8 kg），t_H : 堰堤高到達時間（s）である．

次に，土石流全体の荷重は次式で表される．

$$F_{flow} = K_h \cdot D_d \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot U_d^2 \tag{4.4}$$

ここで，F_{flow} : 土石流流体力（N/m），K_h : 土石流流体力係数（1.0），γ_d : 土石流の単位体積重量（kN/m^3），g : 重力加速度（9.8 m/s^2），D_d : 土石流水深（m），U_d : 土石流の流速（m/s）である．

また，土石流の単位体積重量は，便覧[8)]を用いて与える．

$$\gamma_\mathrm{d} = \{\rho_G \cdot C_d + \rho_W \,(1 - C_d)\} \cdot g \tag{4.5}$$

$$C_d = \frac{\rho_G \cdot \tan\theta_S}{\left(\rho_G - \rho_W\right)(\tan\Phi_S - \tan\theta_S)} \tag{4.6}$$

ここで，ρ_G : 礫の密度（kg/m^3），C_d : 土石流濃度，ρ_W : 水の密度（kg/m^3），Φ_S : 土砂の内部摩擦角（°）（一般に 35 °とする.），θ_S : 渓床勾配（°）である．

次に，土石流水深より下部に作用する堆砂礫荷重は次式で表される．

$$f_{e,t} = C_e \cdot \gamma_e \cdot y_{et} + C_e \cdot D_d \cdot \gamma_d \tag{4.7}$$

$$\gamma_e = \gamma_R \cdot C_* \tag{4.8}$$

ここで，C_e : 土圧係数（0.3 ≦ C_e ≦ 0.6）[8)]，γ_e : 堆積礫の単位体積重量（N/m^3），y_{et} : 土石流水深より下部の深さ（m），γ_R : 礫の単位体積重量（N/m^3），C_* : 堆積土砂の容積濃度（通常 0.6 を使用）である．

また，n 段目の作用する範囲（d_{nl} ≦ y_{et} ≦ d_{nu}）で積分すると，堆砂礫荷重は次式で表される．

$$F_{en} = \int_{d_{nl}}^{d_{nu}} f_{e,t}\, dy_{et} = \frac{C_e \cdot \gamma_e \cdot (d_{nu}^2 - d_{ul}^2)}{2} + C_e \cdot D_d \cdot \gamma_d \,(d_{nu} - d_{nl}) \tag{4.9}$$

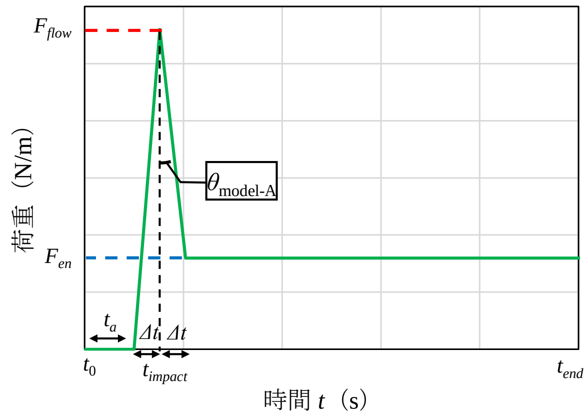


図-4.16　局所荷重モデル（model-A）

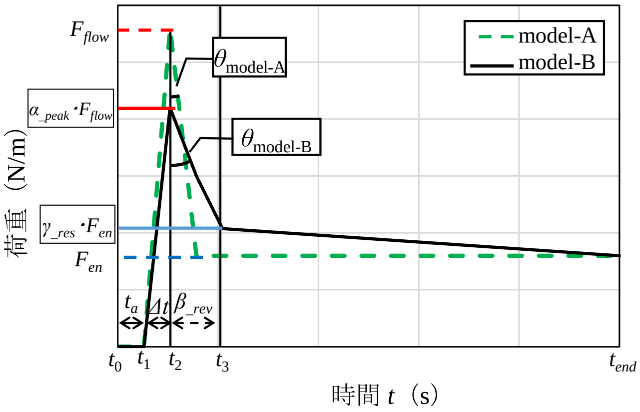


図-4.17　局所荷重モデル（model-B）

ここで，F_{en}：n 段目の堆砂礫荷重（N/m），d_{nl}，d_{nu}：それぞれ n 段目の下部の深さ（m）である．

解析では，$K_h = 1.0$，$\gamma_d = 15.3$ kN/m^3，$g = 9.8$ m/s^2，$D_d = 0.04$ m，$U_d = 2.4$ m/s（実験結果から計測したもの），$C_e = 0.6$，$\gamma_e = 17.0$ kN/m^3 とした．

このような基本値を用い，任意の高さにおける荷重の時刻歴モデルを図-4.16 に示す．まず，図-4.15 の関係から荷重の立ち上がり時間 t_a が設定される．土石流流体力 F_{flow} を式(4.4)で与えるが，その立ち上がり時間 Δt は各段の高さを上昇係数で除することにより与える．

よって，土石流流体力のピーク値を生ずる時間 t_{impact} は，$t_{impact} = t_a + \Delta t$ s によって与えられる．その後，Δt s 後に土石流流体力は零とする．その際，土石流流体力が作用している段の荷重が，式(6.9)による堆砂礫荷重に達すると，その後は F_{en} を維持する．

なお，本研究において堆砂礫荷重 F_{en} は $t = t_0 + 30$ s における値を用いた．

4.4.2　model-B

後述するように model-A では，総荷重が最大値に達した後に急激に荷重が低下して実験値による総荷重～時間関係との整合性に劣る．そこで，図-4.17 に示すような model-B も検討の対象とし，以下のように設定した．model-A と同じ t_a で荷重の立ち上がりが設定される．その後，model-A と同じ Δt で土石流流体力の最大値に達するが，その値を次式で表す．

$$F_{flow\text{-model-B}} = \alpha_{_peak} \cdot F_{flow} \tag{4.10}$$

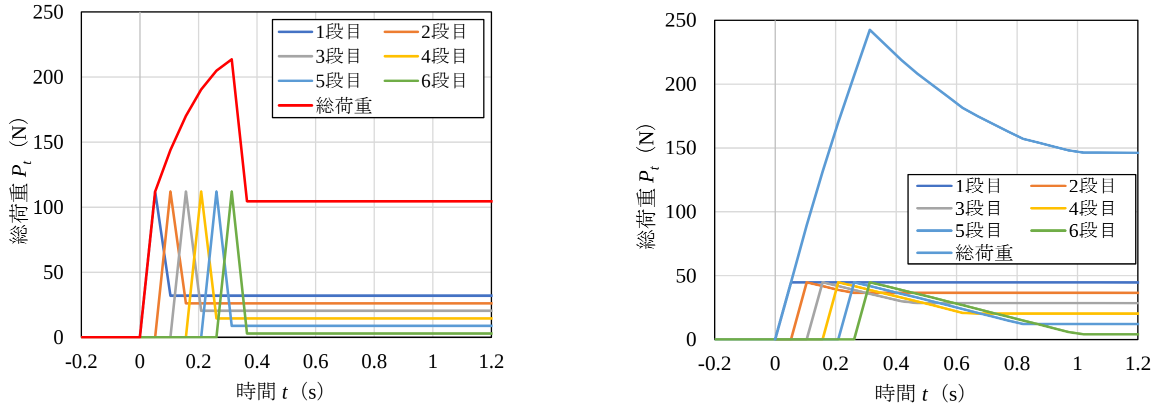
ここで，$F_{\text{flow-model-B}}$：model-B における土石流流体力（N/m），$\alpha_{_peak}$：model-A の土石流流体力低減係数（$\alpha_{_peak} = 0.4$）である．

続いて，最大値以降の下降勾配を model-A より緩やかにする式は次のようにする．

$$\theta_{\text{model-B}} = \beta_{_\text{rev}} \cdot \theta_{\text{model-A}} \tag{4.11}$$

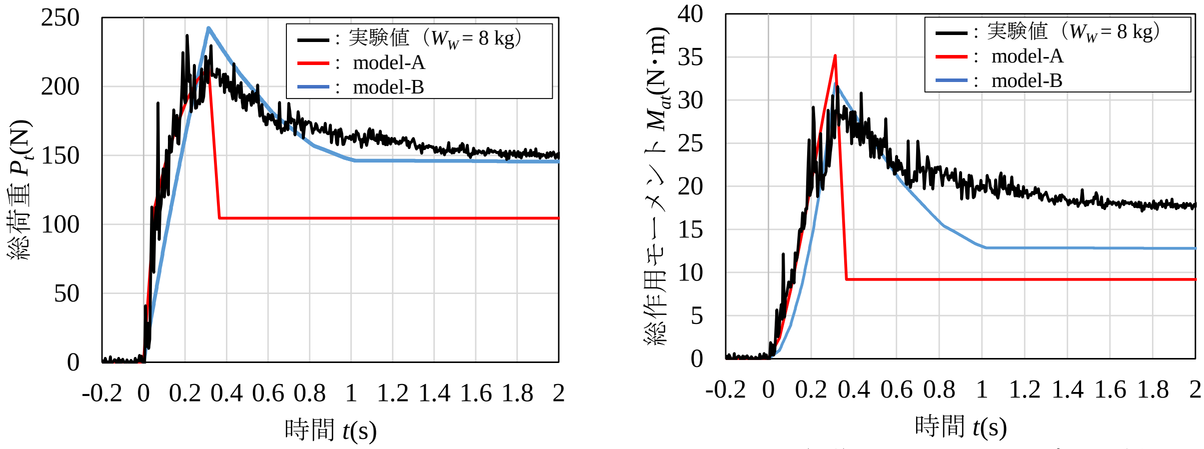
ここで，$\theta_{\text{model-B}}$：model-B における荷重低減勾配，$\beta_{_rev}$：model-A の荷重低減勾配係数（$\beta_{_rev} = 15$），$\theta_{\text{model-A}}$：model-A における荷重低減勾配である．

さらに，衝突後の堆砂礫荷重を次のように設定する．



(a)　model-A における荷重～時間関係　　(b)　model-B における荷重～時間関係

図-18　　model-A と model-B における荷重～時間関係



(a)　総荷重～時間関係　　(b)　総作用モーメント～時間関係

図-4.19　荷重モデルと実験値の比較

$$F_{_rest} = \gamma_{_res} \cdot F_{en} \tag{4.12}$$

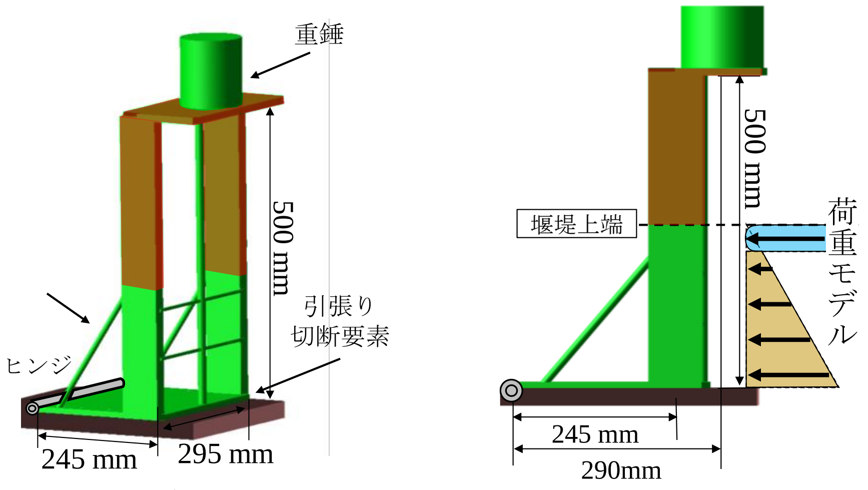
ここで，$F_{_rest}$：衝突後の堆砂礫荷重，$\gamma_{_res}$：堆砂礫圧係数（$\gamma_{_res}$ = 1.5）である．

土石流流体力から堆砂礫荷重への移行は，式(4.11)で与えられる荷重が式(4.12)で与えられる値に達すると堆砂礫荷重 F_{en} に向かって低減していく．なお，本研究では F_{en} の値は $t = t_0 + 30$ s の値とした．各係数については，実験における総荷重および総作用モーメントがほぼ一致するように決定した．

4.4.3　動的荷重モデルと実験の比較

図-4.18 に，model-A と model-B における荷重～時間関係を示す．model-B では model-A に加えて，堆砂礫荷重および堆砂礫荷重に達するまでの時間に低減領域を与えるため，上段がピーク値に達した時にもその下段には比較的大きな荷重が残る．このため，総荷重のピーク値に対して線形的に増加する．そして，ピーク値は，model-A よりも model-B の方が大きな総荷重となる．

図-4.19 に，提案する荷重モデルと実験値の比較を示す．図-4.19(a)は，総荷重～時間関係を示したものである．実験では衝突して 0.26 s 後に最大荷重に達するが，model-A では，衝突してから 0.31 s 後にやや遅れて最大荷重に達する．その時の実験の最大荷重は平均値が 219 N に対して，model-A の最大荷重は 213 N であり，



(a)　俯瞰図　(b)　側面図

図-4.20　解析モデル

3 %差と良く一致している．一方，model-B の最大荷重は 242 N であり，比較すると 11 %の差となる．

図-4.19(b)は，総作用モーメント～時間関係を示したものであり，実験では衝突して 0.33 s 後に最大総作用モーメントに達するが，model-A では，衝突してから 0.31 s に最大総作用モーメントに達する．実験の最大総作用モーメントは 30.9 N･m に対して，model-A での最大総作用モーメントは 35.2 N･m であり，比較すると 13 %ほど過大である．一方，model-B の最大総作用モーメントは 31.9 N･m であり，3 %の差となる．すなわち，最大総作用モーメントは model-B の方が良く一致している．

なお，**図-4.19** では時間軸が 2.0 s で終了としているので，model-A と model-B には堆砂礫荷重には差異が生じているが，model-B の堆砂礫荷重は時間とともに漸減するものであり，$t = t_0 + 30$ s では model-A の堆砂礫荷重と一致する．

4.5　解析モデルおよび解析結果

4.5.1　解析モデル

本解析では，実験における本堤部の挙動を解析するため骨組構造弾塑性解析を使用した．

図-4.20 に解析モデルを示す．本堤部は剛体とし，後端は解析モデルの下には圧縮に抵抗するが，引張に抵抗しない接触型モデルを設置することで，本堤部の浮き上がりが再現可能である．つまり，転倒限界を超えると底面の要素は切断し，回転し始める．実験での蝶番を再現するため後端は接合し，ヒンジとした．解析ケースは，重錘質量を変化させて実験と比較する．その際，model-A および model-B を作用させ，浮き上がり量～時間関係を求める．

4.5.2　転倒に対する時刻歴再現性

図-4.21 に，実験において最も大きな転倒が生じた重錘質量 $W_W = 4$ kg における実験の比較と model-A または model-B を用いた構造応答の時刻歴応答と結果を示す．

まず，1 段目の荷重が最大の時，実験では 0.06 s に対して，model-A および model-B では**図-4.15** による土石流高さ～時間関係から 1 段目の上辺に達する時間はいずれも 0.05 s となり，早くなっている．この時には，解析においても浮き上がりは生じない．続いて，2 段目，3 段目の最大荷重時においても解析は実験より時間が早まり，浮き上がりは生じない．この時には，解析においても同様に浮き上がりは生じない．続いて，2 段目，3 段目の最大荷重時においても解析は実験より時間が早まり，浮き上がりは生じない．

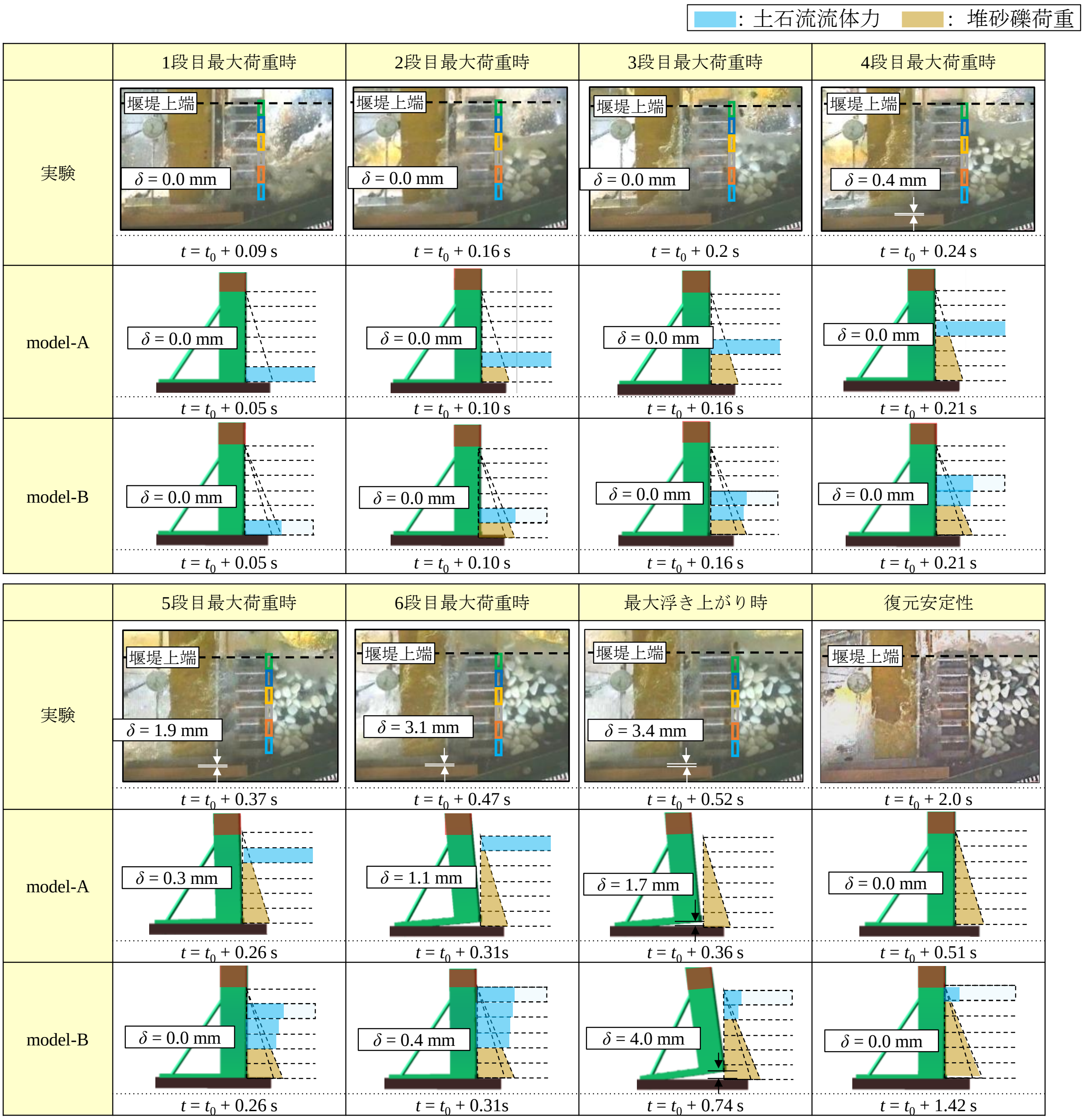


図-4.21　実験の捕捉堆積状況および解析による構造応答の結果（$W_W = 4$ kg）

実験および model-A では，4 段目最大荷重時に浮き上がり始めるが，5 段目最大荷重時は実験では 0.37 s であるのに解析は 0.26 s と時間差が拡がっている．この時 model-B では浮き上がっていない．

次に，各々の最大浮き上がり時のものを示す．実験における最大浮き上がり量 δ_{max} = 3.4 mm に対して，model-A における最大浮き上がり量 δ_{max} = 1.7 mm に対して，model-B における最大浮き上がり量 δ_{max} = 4.0 mm となり，model-B の方が model-A より大きく，実験に近い値となる．その発生時間は model-A に 0.36 s に対して，model-B が 0.74 s となり，堆砂深が堰堤上部に達した時からの時間遅れが生じる．これは後述する超過モーメントの作用時間が長くなるからである．

図-4.22 に，重錘質量 $W_W = 4$ kg における浮き上がり量～時間関係を比較して示す．実験は，土石流が衝突しているが $t = t_0 + 0.22$ s に浮き上がり始めて $t = t_0 + 0.52$ s に最大値（$\delta = 3.4$ mm）に達するがその後は若干小さくなって $\delta = 3.0$ mm に収束する．$\delta = 0$ mm に復元しないのは，堆砂礫による抵抗でスライダーを押し戻せないからである．一方，model-A を用いた解析では，実験とほぼ同時に浮き上がり始めて，$t = t_0 + 0.36$ s で浮

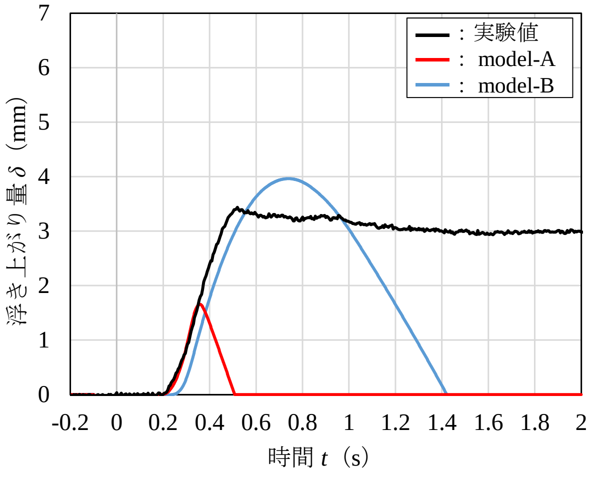


図-4.22　浮き上がり量～時間関係（W_W = 4 kg）

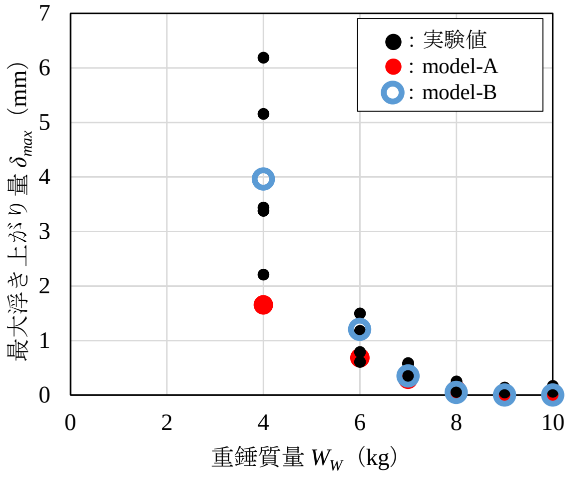


図-4.23　最大浮き上がり量～重錘質量関係

き上がりが最大値に達し，その後は復元し始め $t = t_0 + 0.51$ s に元の位置に戻る．これ対し，model-B では浮き上がり始めが実験や model-A より，0.05 s ほど遅れているが，その後の増加傾向は実験と良く一致する．ただし，最大値の生起時間は $t = t_0 + 0.74$ s と遅れている．つまり，model-A と model-B には浮き上がり量とその発生時の再現性においてはそれぞれ長所と短所が相反することになる．

4.5.3　最大浮き上がり量～重錘質量関係

図-4.23 に，実験と解析における最大浮き上がり量～重錘質量関係を比較して示す．実験では，重錘質量が増加するに従って，下に凸な非線形関係で最大浮き上がり量は小さくなり，重錘質量 W_W = 9 kg 以上では最大浮き上がり量 δ_{max} = 0 mm となり，転倒しない．解析では，いずれも重錘質量が大きくなるに従って非線形的に最大浮き上がり量は小さくなるが，model-B における最大浮き上がり量は，実験のばらつきの平均値付近を再現できている．

4.5.4　転倒限界判定の再現性

図-4.23 をもとに転倒生起の判定結果をまとめると表-4.3 のようになる．表-4.3 から実験値の転倒限界は重錘質量 W_W = 8～9 kg の間にあると考えられるが，model-A の転倒限界は重錘質量 W_W = 9～10 kg となるのに対して，model-B の転倒限界は重錘質量 W_W = 8～9 kg の間となり，若干のずれが生じる．この整合性の良否については，図-4.23 の非線形関係の要因について，抵抗モーメント以上の作用モーメントに着目し考察する．

図-4.24 に，超過モーメント積～重錘質量関係を示す．ここで，超過モーメント積とは，図-4.23 の挿入図で示した抵抗モーメントを超えた作用モーメントを時間積分したものであり，重錘質量が大きくなると抵抗モーメントは大きくなるので超過モーメント積は小さくなる．

図-4.24 の超過モーメント積は，図-4.23 の最大浮き上がり量～重錘質量関係とよく似た下に凸な非線形性で重錘質量の増加に伴って減少する．特に，重錘質量 W_W = 4 kg における超過モーメント積を比較すると，model-B は model-A の約 2 倍となっており，この差は図-4.23 における最大浮き上がり量の差（約 2 倍）とほぼ一致している．

つまり，動的な転倒安定性判定にはその超過モーメント積の多寡が重要な要素であり，最大浮き上がり量の支配要因となる．

図-4.25 に，最大総荷重または総作用モーメント時の重錘質量 W_W = 8～10 kg における構造応答を示す．転

表-4.3　転倒判定結果

重錘質量	4	6	7	8	9	10	11
実験値	×	×	×	△	○	○	○
model-A	×	×	×	×	△	○	○
model-B	×	×	×	△	○	○	○

凡例 ×：転倒 △：転倒限界(δ < 0.2 mm)
○：安定(δ < 0.0 mm)

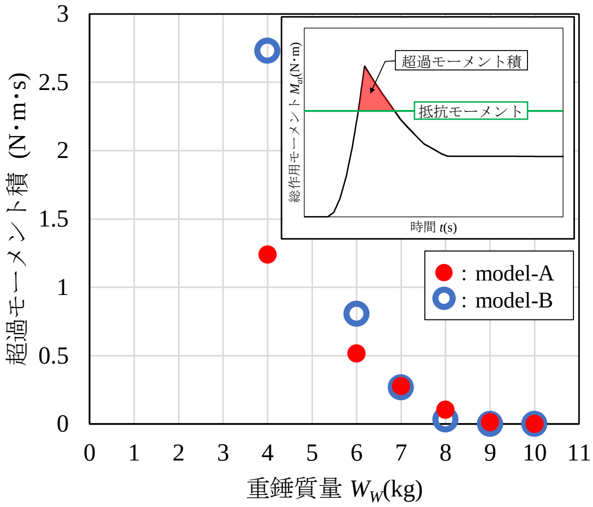


図-4.24　超過モーメント積～重錘質量関係

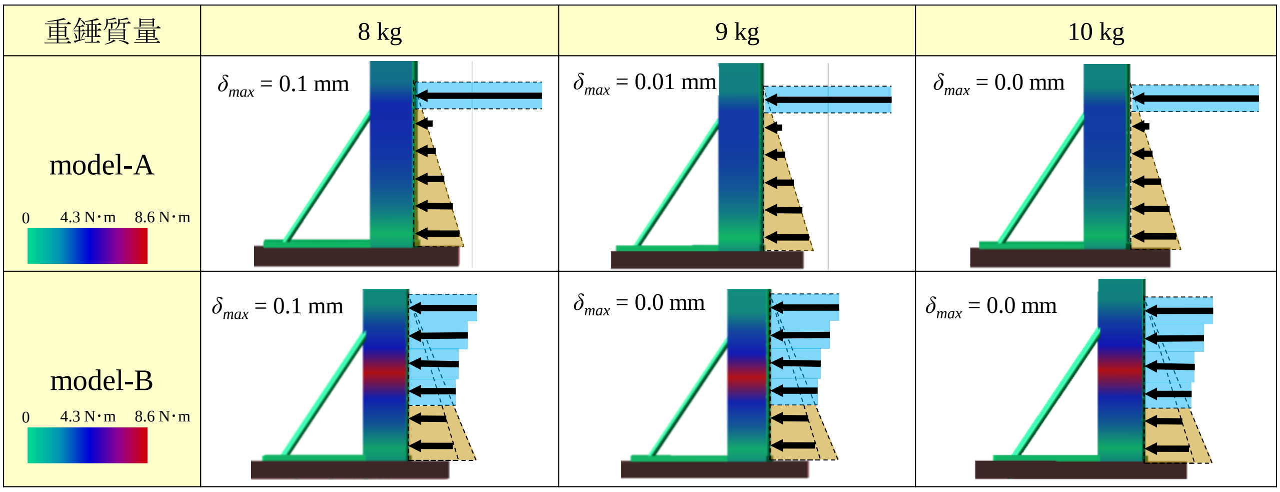


図-4.25　最大総荷重または総作用モーメント時の各重錘質量における構造応答

倒安定性照査を前提とした場合，実験および両荷重モデルのいずれも安全となる W_W = 10 kg について，model-A と model-B を比較すると，model-A は堰堤上流部材の上端に土石流流体力を受ける部分の曲げモーメントが大きくなり，下部になるに従って曲げモーメントは小さくなっている．一方，model-B は中段付近に大きな曲げモーメントが生じており，その値は model-A より大きい．この傾向は，model-A では浮き上がりが生じ，model-B で生じない W_W = 8，9 kg においても同様である．

つまり，転倒浮き上がりの再現性については model-B が優れているが，model-A は転倒限界に必要な抵抗モーメントを大きく推定するので，設計上の視点から model-B よりも安全側に設計を誘導することになる．

4.6 結　言

本研究は，転倒安定性を対象とした土石流衝突実験を基に，その限界付近における土石流荷重を動的な荷重分布モデルの観点から検討したものである．本研究の成果をまとめると，以下のようになる．

(1) 転倒限界を確認できる実験装置を創作して，転倒限界および堰堤高さ方向の土石流荷重を計測した．なお，計測された転倒限界付近における抵抗モーメントと土石流荷重による作用モーメントは一致しており，その計測精度を確認できた.

(2) 土石流衝突による荷重分布の時刻歴ごとの変化は，土石流流体力および堆砂礫荷重を組み合わせた現行設計の荷重分布と同傾向で，上部は土石流流体力，その下部には堆砂礫荷重を有するものである．そして，礫堆積深の増加に伴って堰堤高さ方向に拡大する．

(3) 観測された動的荷重分布を簡略した動的荷重モデルを提案した．その際，既往研究の知見のみで構成できる model-A と実験の知見を加えて修正した model-B を提案し，実測された総荷重や総作用モーメントの時刻歴の整合性を示した.

(4) 動的な FEM 解析により，実験における転倒応答の再現性を確認した．動的荷重モデルの実験再現性を，最大浮き上がり量～重錘質量関係の視点で確認した．その結果，超過モーメント積が最大浮き上がり量の支配要因となる．さらに，model-A および model-B の転倒安定性判定の正確さにおいて，model-B の方がやや優れることを示した.

(5) 動的な土石流荷重モデルの部材の曲げモーメントへの影響についての概略比較を行ったところ，転倒安定性が確保される条件下では，model-A と model-B の構造部材に与える負荷は model-B の方が大きい.

(6) 設計では，土石流流体力の基本諸元によって決定されるが，必ずしも緻密な推定値は得られない．この点から，model-A は model-B に比して推定パラメータ数が少なく，加えて限界状態を想定する上では，構造物の限界状態に対して厳しい判定となり，より安全な構造物の設計につながることが期待される.

第５章　レベル II 設計荷重モデルの提案と評価

5.1　緒　言

第４章では，実験を基に動的な設計荷重モデルを提案し，その妥当性について転倒限界の再現解析によって検討した．しかし，設計の汎用性を鑑み，静的な荷重モデルについて検討することは望ましい．また，レベル II 設計では弾性限界を前提とする許容応力度設計法から弾塑性応答を限界とする設計法に移行するため [1)-3)]，荷重モデルに対応する妥当な限界状態についても検討する必要がある [4)]．

本章では，レベル II 設計荷重を石川（芳）[5)]の研究を基に設定する手法を提案し，レベル I 設計荷重との構造応答の違いについて比較検討し，レベル II 設計法について提案するものである．その上で，**第４章**で提案した土石流流体力および堆砂圧荷重の組み合わせた動的荷重モデルを作用させた場合の構造応答と等価な応答となる静的荷重モデルを提案する．その限界状態は，鋼管の塑性回転角を用いるものとして，適用性や妥当性について評価検討するものである．

5.2　現行設計荷重（レベル I 設計荷重）と提案型設計荷重（レベル II 設計荷重）

5.2.1　レベル II 設計荷重モデルの概要

既往研究 [1)-3)]で，レベル II 設計荷重の構造応答は，弾塑性型応答を許容することが方向づけられているが，「荷重モデル－構造応答－限界状態」[4)]の組み合わせについて，示唆されているものはない．

そこで，**図-5.1** に示すように設計技術者の汎用性を鑑みて，現行設計の荷重形状に準じて，3 種類のモデル（Model-I，II，III）を提案し，検討する．

図-5.1 に，荷重および限界状態を組み合わせた提案手法の概要を示す．本研究では，実用性を考慮しつつ，現行設計の設計荷重モデルに準じて，3 種類のモデル（Model-I，II，III）を考えた．これらの提案型設計荷重は，現行設計荷重の形態に準じて考えられるものである．これは，文献 5)による発生頻度を背景にレベル II 設計荷重について，新たに提案する．その形態は，現行設計に習熟している設計技術者の親和性を鑑みたもの

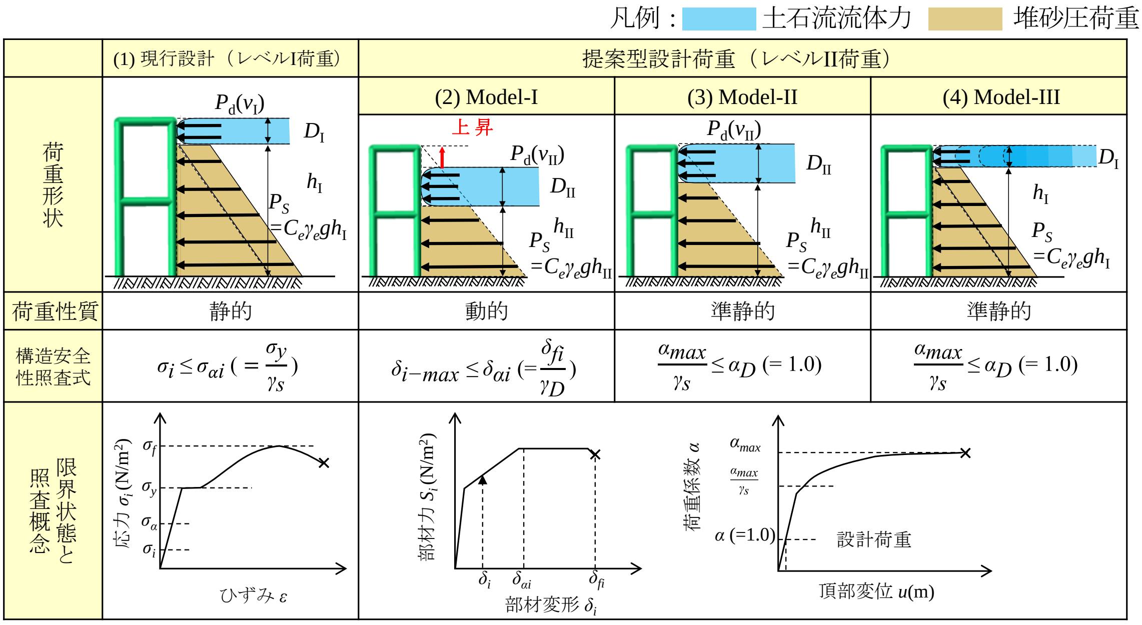


図-5.1　荷重および限界状態を組み合わせた提案手法の概要

である．

図-5.1 中の(1)に示すように，前提となるレベル I 設計荷重は最上部に土石流流体力を静的な等分布荷重として与える．それより下部には，堆砂圧荷重（主働土圧係数に依拠）を与えるものである．この土石流荷重は，100 年再現確率の降雨量から決定される．構造物の安定性は，各部材が弾性応答値内に収まることを確認する許容応力度設計法であり，許容値は道路橋示方書 6)に準じている．

Model-I は，著者らの実験研究 7)において提案された荷重状態が時間的に変化する動的な荷重である．よって，構造応答は動的に求められるので，部材変形は時刻歴によって変化することで実現象に近いものの，解析を行う上では計算時間がかかりすぎてしまう．そこで，設計における限界状態を既存設計法の一部に取り入れられている「部材の塑性回転角が許容回転角に至ること」と定義すると，安全係数 γ_D を考慮して，照査式は次式で表される．

$$\delta_{i\text{-}max} \leq \delta_{ai} \left(= \frac{\delta_{fi}}{\gamma_D}\right) \tag{5.1}$$

ここで，$\delta_{i\text{-}max}$: 部材 i に生ずる最大変形量，δ_{ai} : 部材 i の許容変形量，δ_{fi} : 部材 i の破壊変形量，γ_D : 動的応答に対応した安全係数である．また，部材の破壊変形量は部材の限界状態における変形量，動的応答に対応した安全係数はレベル II 設計荷重における係数を示している．

Model-II は，構造解析の負荷を軽減するために Model-I 設計荷重の土石流流体力作用部分を堰堤頂部に固定して，準静的に与えるものである．構造解析は，この土石流流体力の大きさを荷重係数 α によって漸増させて，構造の最大耐力まで追跡するプッシュオーバー解析とする．その上で，安定性照査式は次式で表される．

$$\frac{\alpha_{max}}{\gamma_s} \leq \alpha_D \,(= 1.0) \tag{5.2}$$

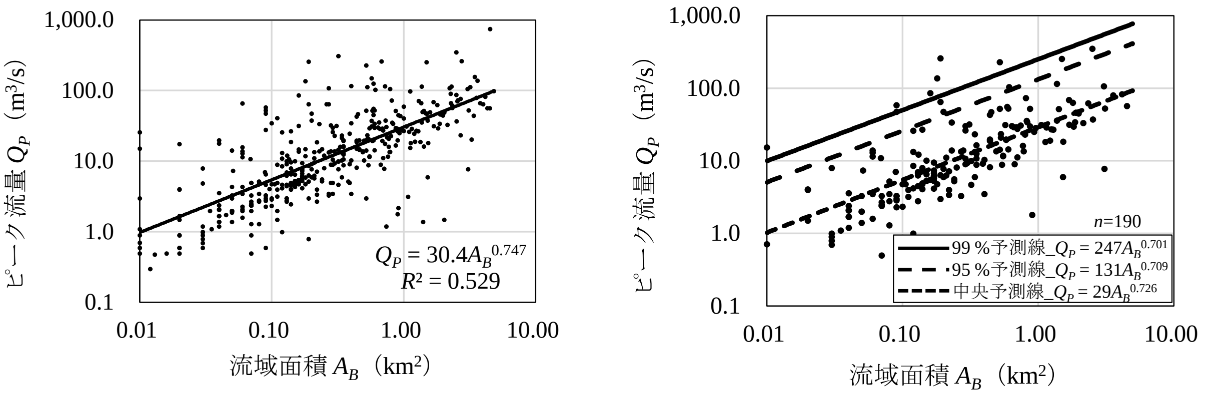
ここで，α_{max} : プッシュオーバー解析における最大荷重係数（最大耐力），α_D : 設計荷重用の荷重係数（通常 1.0 となる.），γ_s : 静的モデル化に伴う安全係数である．

レベル II 設計荷重では，レベル I 設計荷重の土石流水深と異なる水深を求める必要がある．これを同じ水深とすることで設計業務上簡便と考え，水深をレベル I 設計荷重と同じにしつつ，レベル II 設計荷重と同じ流量となる流速を与えるものを Model-III とした．つまり，レベル I 設計荷重の土石流水深，レベル II 設計荷重のピーク流量とし，流速を求める．なお，安定性照査式は Model-II と同じ式(5.2)を用いる．

提案型設計荷重に共通する土石流ピーク流量は，設置位置によって条件が異なるため，本来はレベル I の再現頻度に対応して，200 年や 500 年再現確率とすることが望まれる．しかし，これらを反映した定量化手法は明らかではない．そこで，図-5.2(b)に示すピーク流量～流域面積関係における 99 %非超過確率を基にした予測線を活用することとした 5)．

5.2.2　現行設計荷重（レベル I 設計荷重）

現行設計では，地形調査で得られるデータから，便覧 8)に基づき設計されている．流出土砂量は，流域内の移動可能土砂量と降雨量から求められる計画規模の土石流によって運搬できる土砂量を比較し，小さい方の値を流出土砂量とし，次式で表される．



(a)　レベル I 設計荷重　　　　(b)　レベル II 設計荷重

図-5.2　ピーク流量～流域面積関係 [5)]

$$Q_P = 0.01 \cdot \frac{C_* \cdot V_{dqp}}{C_d} \tag{5.3}$$

ここで，Q_P : ピーク流量（m³/s），C_* : 堆積土砂の容積濃度，V_{dqp} : 土砂量（m³），C_d : 土石流濃度である.

ピーク流量は，本来は設置箇所ごとに計画されるものであるが，本研究では文献 5)を引用し，図-5.2(a)からピーク流量と流域面積の回帰式を利用した.

$$Q_{P\mathrm{I}} = 30.4\, A_B^{0.747} \tag{5.4}$$

ここで，$Q_{P\mathrm{I}}$: レベル I 設計荷重のピーク流量（m³/s），A_B : 流域面積（km²）である.

次に，土石流の流速は，マニングの式を用いて次式で表される.

$$U_d = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot D_r^{2/3} \cdot (\sin\theta_S)^{1/2} \tag{5.5}$$

ここで，U_d : 土石流の流速（m/s），n : マニングの粗度係数（s・m$^{-1/3}$）（設計では n = 0.1 を使用），D_r : 径深（m）（便覧 [8)]では，$D_r \fallingdotseq D_d$（: 水深（m））とされている.），θ_S : 渓床勾配（°）である.

続いて，連続の式より流量は，次式で表される.

$$Q = A_d \cdot U_d \tag{5.6}$$

ここで，Q : 流量（m³/s），A_d : 流下断面積（m²）である.

続いて，流下断面は次式で表される.

$$A_d = D_d \cdot B_{da} \tag{5.7}$$

ここで，B_{da} : 流下幅（m）である.

以上，レベル I 設計荷重における流速と水深は，式(5.4)～(5.7)を連立して求められる.

5.2.3　提案型設計荷重（レベル II 設計荷重）

石川（芳）の研究 [5]は，99 %予測線を用いてレベルII荷重の計画流出土砂量およびピーク流量（m^3/s）を流域面積から設定することが可能となることを示し，次式で表される．

$$Q_{P\,\mathrm{II}} = 247.0\,A_B^{0.701} \tag{5.8}$$

ここで，$Q_{P\mathrm{II}}$：レベル II 設計荷重のピーク流量（m^3/s）である．

さらに，レベル I 設計荷重と同様に，レベル II 設計荷重における流速と水深を求める．さらに，堰堤上部には等分布で土石流流体力が作用し，その下部には堆砂圧荷重が作用することを想定して設計されている [8]．土石流流体力は，次式で表わされる．

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U_d^2 \tag{5.9}$$

ここで，F：土石流流体力（kN/m），K_h：土石流流体力係数（1.0），γ_d：土石流の単位体積重量（15.8 kN/m^3），g：重力加速度（9.8 m/s^2）である．

次に，堆砂圧荷重は堰堤の高さに対して土石流水深以下に作用するものとし，次式で表される．

$$P_{eH} = \frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e^2 + C_e \cdot \gamma_d \cdot D_d \cdot h_e \tag{5.10}$$

ここで，P_{eH}：堆砂圧荷重（kN/m），C_e：土圧係数（0.45），γ_e：土砂の単位体積重量（15.3 kN/m^3），h_e：堆砂高（m）である．

5.2.4　Model-I

Model-I における最大荷重に達する時間は，土石流が堰堤頂部に達する時間として，「堰堤の上流側に安息角を形成して，堰堤頂部に達する時間」と定義し，次式で表される．

$$t_H = \frac{0.5 \cdot H^2}{U_d \cdot D_d \cdot \tan\theta_r} \tag{5.11}$$

ここで，t_H：土石流が堰堤頂部に達する時間（s），H：堰堤高さ（m），θ_r：堰堤上流側の堆積土砂の安息角（°），ただし，本章では $\theta_r = 35$ °とした．

土石流流体力は，土石流の水位から土石流水深の高さに作用し，それより下部には堆積時の荷重が作用するモデルとした．

5.2.5　Model-II

設計では，土石流荷重を静的荷重として作用させた際の構造応答を照査することが望まれる．そのため，レベル II 設計荷重のピーク流量から式(5.6)～(5.9)を連立して，水深，流速および土石流流体力を求める．

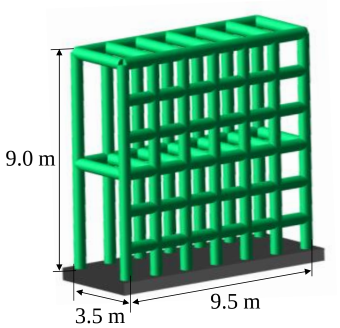


図-5.3　透過型モデル

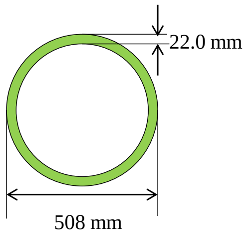


図-5.4　断面形状

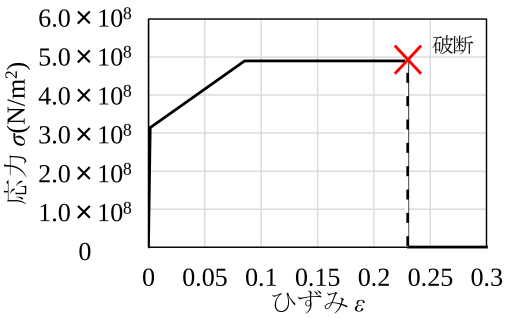


図-5.5　応力～ひずみ関係

5.2.6　Model-III

Model-III は，レベル I 設計荷重における土石流水深とレベル II 設計荷重のピーク流量から式(5.6)～(5.9)を連立して，流速および土石流流体力を求める．

5.3　検討条件

5.3.1　流域条件

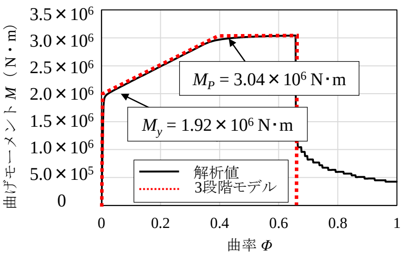
本章では，透過型モデルの流域条件として，流域面積をパラメータとして解析を行った．流域面積の基準に関して，土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令[9]や建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編[10]に掲載されているが，明確な砂防堰堤設計のための基準流域面積の記載はない．そこで，図-5.2 において流域面積 A_B = 1.0 km^2 以上の渓流数は多くないことから A_B = 1.0 km^2 を基準とし，本章では流域面積 A_B = 0.5，1.0，2.0 km^2 の 3 ケースをパラメータとし，渓床勾配は土石流流下区間の勾配を採用し，θ_S = 10 °とした．

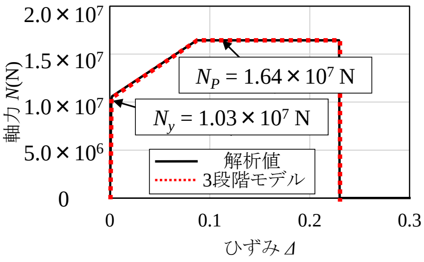
ここで，透過型モデルの設計条件として，透過型に連接する両翼の非越流部との間隙は最大礫径 1.0 倍以下に設定することとされており[8]，本研究では 1.0 m とした．これに堰堤幅を足し合わせたものを河床幅とし，B_{da} = 10.7 m とした．なお，式(5.5)，(5.6)より流域面積の変化に伴う河床幅の変化は考慮しないものとし，土石流水深を求めた．

5.3.2 構造モデル

図-5.3 に示す透過型モデルは，底面が固定されており，高さ 9.0 m，幅 9.5 m，奥行き 3.5 m である．なお，本研究では継手による効果を考慮せず，すべてを同一断面とした．また，各部材間隔は便覧[8]を参考に，縦材および横材は土石流区間においては最大礫径の 1.0 倍と掲載されているため，想定する最大礫径 1.0 m と同様の間隙で配置している．使用部材は実際に使用されている鋼管を想定し，文献 11)を基に部材断面を図-5.4 に示す直径 D = 508 mm，肉厚 t = 22 mm とした．ここで，流域面積の変化に伴って堰堤高など様々な条件下での検討が求められるが，組み合わせの数が多くなる．本章では，流域面積に対する透過型モデルは同条件として，明確に異なる流域面積から求められる設計荷重が透過型に及ぼす影響を検討することとした．

なお，使用鋼管材料は STK490 とした．図-5.5 に，解析に用いた鋼材の応力～ひずみ関係を示す．解析では，計算効率に鑑み圧縮および引張は同値となるように設定した．なお，軸力による破壊ではなく，曲げ破壊を考慮した．これを基に断面分割法により，円管断面の曲げモーメント～曲率関係，軸力～ひずみ関係およびねじりモーメント～ねじり率関係を求めた．これを解析では，赤線で示すトリリニアモデルと決定した．（図-5.6～8）





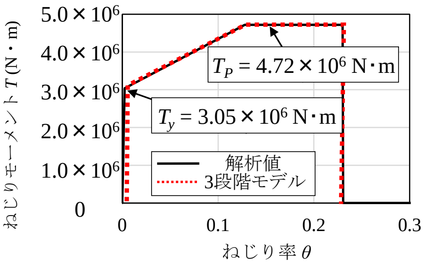


図-5.6　曲げモーメント～曲率関係　**図-5.7**　軸力～ひずみ関係　**図-5.8**　ねじりモーメント～ねじり率関係

表-5.1　レベル I 設計荷重におけるパラメータ

流域面積 A_B（km^2）	0.5	1	2
ピーク流量 Q_{PI}（m^3/s）	18.1	30.4	51.0
流速 U_{dI}（m^2/s）	2.9	3.6	4.4
水深 $D_{d\,I}$（m）	0.6	0.8	1.1
土石流流体力 F_I（N/m^2）	1.68×10^4	2.61×10^4	3.93×10^4
堆砂圧（N/m^2） （堆砂圧）	2.90×10^4	2.83×10^4	1.96×10^4
堆砂圧（N/m^2） （上載荷重）	5.31×10^4	7.23×10^3	9.87×10^3
堆砂圧P_{eH}（N/m^2） （堆砂圧+上載荷重）	3.43×10^4	3.55×10^4	3.72×10^4

解析では，弾塑性解析を使用しており，構造物の大変形挙動を解析可能な手法とした．なお，局部変形や破断が可能となるように塑性変形量を関連流れ則により求め，塑性回転角の限界値は圧縮縁の局部座屈に対応した限界値 12)とした．また，弾性限界を表す関数 Φ_y（以下，降伏関数と呼称する．）および塑性化を表す関数 Φ_P（以下，塑性化関数と呼称する．）について，それぞれ次式で表される．

$$\Phi_y=\left(\frac{M_1}{M_y}\right)^2+\left(\frac{M_2}{M_y}\right)^2+\left(\frac{N}{N_y}\right)^2+\left(\frac{T}{T_y}\right)^2-1.0\leq 0 \tag{5.12}$$

$$\Phi_P=\left(\frac{M_1}{M_P}\right)^2+\left(\frac{M_2}{M_P}\right)^2+\left(\frac{N}{N_P}\right)^2+\left(\frac{T}{T_P}\right)^2-1.0\leq 0 \tag{5.13}$$

ここで，M_1：断面主軸回りの曲げモーメント，M_2：断面回りの曲げモーメント，N：軸力，T：ねじりモーメント，M_Y：降伏モーメント，M_P：塑性モーメント，N_Y：降伏軸力，N_P：塑性軸力，T_Y：降伏ねじりモーメント，T_P：塑性ねじりモーメントである．

5.3.3　レベル I 設計荷重

表-5.1 に，レベル I 設計荷重におけるパラメータを示す．式(5.4)～(5.7)，(5.9)，(5.10)を用いて，各流域面積における土石流流体力および堆砂圧荷重を求めた．解析では，**図-5.1** における現行設計の荷重分布で，荷重は隣接する節点に部材長に比例して分担するように集中荷重として作用させ，土石流流体力および堆砂圧荷重を作用させる静的解析による構造応答について調べ，応力度を確認する．

表-5.2　レベル II 設計荷重の諸元

区　分	Model-I			Model-II			Model-III		
流域面積 A_B（km²）	0.5	1	2	0.5	1	2	0.5	1	2
ピーク流量 $Q_{P\,II}$（m³/s）	151.9	247.0	401.5	151.9	247.0	401.5	151.9	247.0	401.5
流速 U_d（m²/s）	6.8	8.3	10.0	6.8	8.3	10.0	23.7	28.9	34.1
水深 D_d（m）	2.1	2.8	3.7	2.1	2.8	3.7	0.6	0.8	1.1
土石流流体力 F（N/m²）	9.48×10^4	1.40×10^5	2.10×10^5	9.48×10^4	1.40×10^5	2.10×10^5	1.15×10^6	1.72×10^6	2.4×10^6
堰堤頂部に達する時間	4.07 s	2.5 s	1.57 s						

5.3.4　レベル II 設計荷重

表-5.2 に，レベル II 設計荷重におけるパラメータを示す．式(5.5)～(5.11)を用いて，各流域面積における土石流流体力および堰堤頂部に達する時間を求めた．

Model-I は，**第４章**の実験を参考 7)に，**図-5.1** の(2)に示す動的荷重モデルによって動的構造応答を調べる．この際，**表-5.2** におけるパラメータを用いて，各節点に作用する荷重～時間関係を積算すると**図-5.9** に示す総荷重～時間関係となる．流域面積 A_B = 0.5 km² の最大総荷重は 57.1 kN/m²，流域面積 A_B = 1.0 km² の最大総荷重は 77.2 kN/m²，流域面積 A_B = 2.0 km² の最大総荷重は 128.7 kN/m² となり，流域面積 A_B = 1.0 km² の最大総荷重は流域面積 A_B = 0.5 km² の最大総荷重の 1.4 倍，流域面積 A_B = 2.0 km² の最大総荷重は流域面積 A_B = 1.0 km² の最大総荷重の 1.7 倍となる．また，最大総荷重後の荷重低減は最大荷重に達する傾きと同様に低下していき，堆砂圧荷重に達すると一定となる動的荷重モデルである．

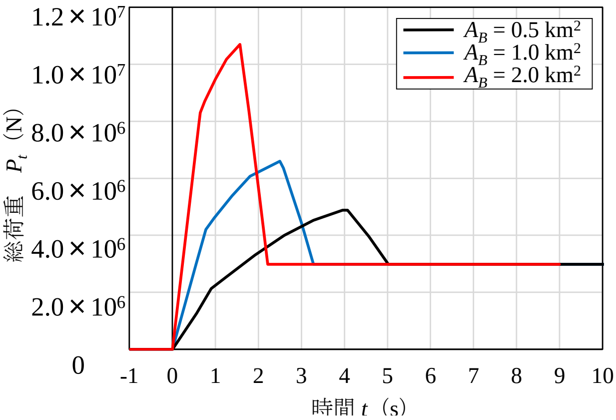


図-5.9　総荷重～時間関係

Model-II は，**図-5.1** の(3)に示す荷重分布で，**表-5.2** に示す流体力を作用させた際の静的弾塑性構造応答を調べる．

Model-III は，**表-5.2** に示すピーク流量を基に，現行設計の土石流水深に対応させて，流速を与えるものである．**表-5.2** に示すように流速は 23.7 m/s（A_B = 0.5 km²），28.9 m/s（A_B = 1.0 km²），34.1 m/s（A_B = 2.0 km²）を与える．

ここで，Model-III の流速は水深をレベル I 設計荷重における水深のままとしているため，流速が大きくなっている．しかし，南木曽町における被災事例による検討会で発表された流速および水深は，9.7 m/s および 3.3 m で，99 %予測線で求められる流速および水深は 9.0 m/s および 3.0 m とほぼ一致している．つまり，Model-III の流速は実現象とは極端に異なるものとなる．

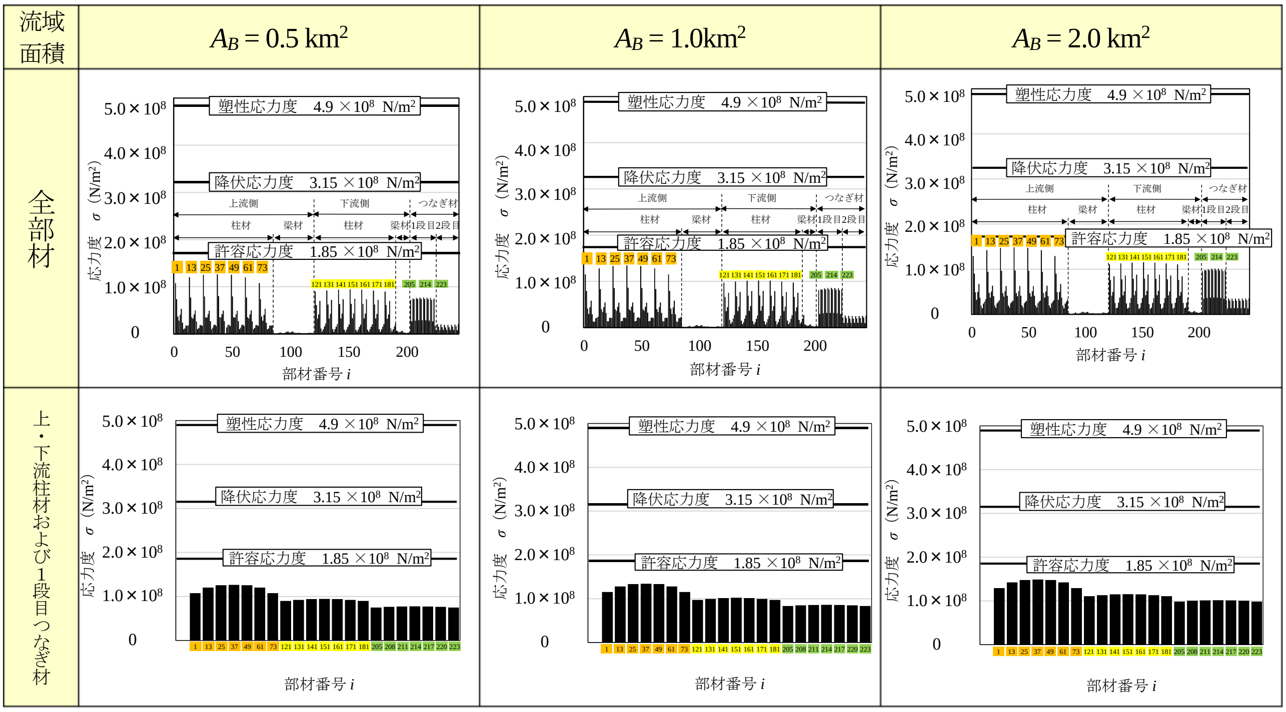


図-5.10　各部材の応力度

5.4　解析結果と考察

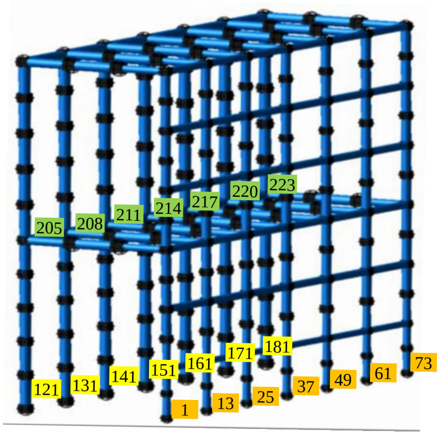


図-5.11　部材位置

5.4.1　現行設計荷重（レベル I 設計荷重）

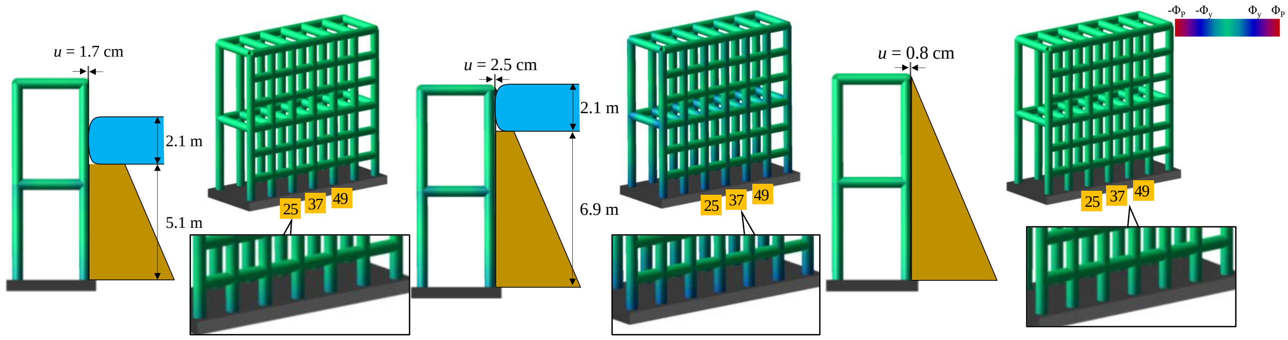
解析の結果，全て弾性応答となった．**図-5.10** および**図-5.11** に，流域面積ごとの部材に生じる応力度および部材位置を示す．上部に全部材の応力度，下部に上・下流の柱材および 1 段目つなぎ材の応力度を示す．なお，この応力度は次式で与えられる．

$$\sigma_i = \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A_m} \qquad (5.14)$$

ここで，σ_i : 部材 i の応力度（N/m²），M_{max} : 断面内の曲げモーメントの最大値（N・m），Z : 断面係数（m³），N : 軸力（N），A_m : 部材断面積（m²）である．

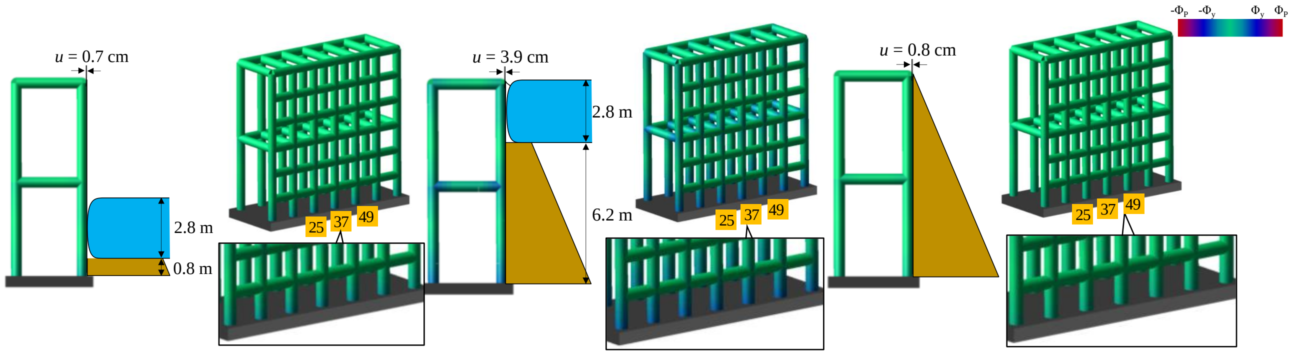
まず，流域面積 A_B = 0.5 km² の場合，上流側柱材の部材番号 1，13，25，37，49，61，73 と，下流側柱材の部材番号 121，131，141，151，161，171，181，さらに 1 段目水平つなぎ材の部材番号 205，208，211，214，217，220，223 に大きな応力が生じている．この中で，最も大きいのは部材 37 であり，その応力度は σ_{37} = 1.26×10⁸ N/m² である．流域面積 A_B = 1.0 km² の場合においても，同様の部材に大きな応力が生じ，最大応力は部材 37 であり，その応力度は σ_{37} = 1.34×10⁸ N/m² である．さらに，流域面積 A_B = 2.0 km² の場合では，部材 37 の σ_{37} = 1.49×10⁸ N/m² となる．使用部材 STK490 であるので，許容応力度は 1.85×10⁸ N/m² となり，フルストレス度を評価すると，A_B = 0.5 km² では 68 %，A_B = 1.0 km² では 72 %，A_B = 2.0 km² では 81%となっている．

ここで，分割数を多くすることにより精度の高い結果が期待されるが，荷重と透過型モデルによる誤差のバランスに鑑みて，本解析では部材が 1.0 m となるようにモデル化した．



(a)　$t = t_0 + 3.3$ s（許容応力度）　(b)　$t = t_0 + 4.1$ s（最大荷重）　(c)　$t = t_0 + 10.0$ s（堆砂圧荷重）

図-5.12　Model-I（$A_B = 0.5$ km^2）に対する部材の変形応答



(a)　$t = t_0 + 1.0$ s（許容応力度）　(b)　$t = t_0 + 2.5$ s（最大荷重）　(c)　$t = t_0 + 10.0$ s（堆砂圧荷重）

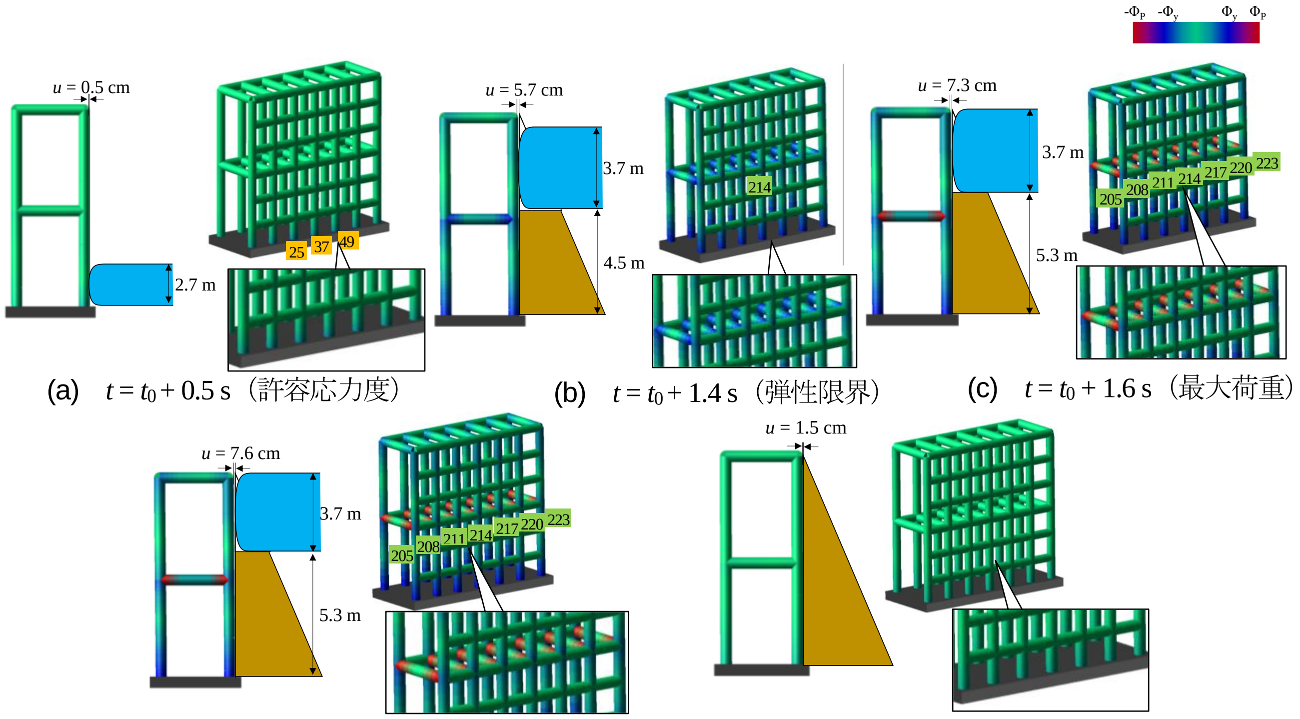
図-5.13　Model-I（$A_B = 1.0$ km^2）に対する部材の変形応答

5.4.2　Model-I

図-5.12 に，Model-I（$A_B = 0.5$ km^2）に対する部材の変形応答の解析結果を示す．図-5.12(a)は，土石流上端が堰堤底面から高さ 7.2 m に達し，部材 25，37，49 が許容応力度に達している．この時の堤頂部の水平変位 $u = 1.7$ cm である．図-5.12(b)は，荷重が堰堤上端に達して総荷重が最大値 $F_{max} = 4.88\times10^3$ kN に達した時のものである．透過型モデルは弾性応答（$\Phi \leqq \Phi_y$）となっており，堤頂部の水平変位 $u = 2.5$ cm となる．図-5.12(c)は，土石流流体力の作用が終了し，堰堤全面に堆砂圧荷重が作用している時のものであるが，全部材は弾性領域であり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 0.8$ cm である．

図-5.13 に，Model-I（$A_B = 1.0$ km^2）に対する部材の変形応答の解析結果を示す．図-5.13(a)は，土石流上端が堰堤底面から高さ 3.6 m に達した時のものであり，部材 25，37，49 が許容応力度に達している．この時の堤頂部の水平変位 $u = 0.7$ cm である．図-5.13(b)は，荷重が堰堤上端に達して，総荷重が最大値 $F_{max} = 6.6\times10^3$ kN に達した時のものである．透過型モデルは，弾性応答（$\Phi \leqq \Phi_y$）となっており，堤頂部の水平変位 $u = 3.9$ cm である．図-5.13(c)は，土石流流体力の作用が終了し，堰堤前面に堆砂圧荷重が作用している．全部材は弾性領域であり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 0.8$ cm である．

図-5.14 に，Model-I（$A_B = 2.0$ km^2）に対する部材の変形応答の解析結果を示す．図-5.14(a)は，土石流上端が堰堤底面から高さ 2.7 m に達した時のものであり，この時，部材 25，37，49 が許容応力限界に達しており，堤頂部の水平変位 u = 0.5 cm である．図-5.14(b)は，総荷重が P_t ＝1.05×10^4 kN に達しているが，この時に 1 段目水平つなぎ材の部材 214 が弾性限界（$\sigma_y = 3.15\times10^8$ N/m^2）に達しており，堤頂部の水平変位 $u = 5.7$ cm である．図-5.14(c)は，荷重が堰堤上端に達して総荷重が最大値 $P_{t_max} = 1.07\times10^4$ kN に達した時のものである．1 段目水平つなぎ材の上・下流端は弾塑性領域（$\Phi_y \leqq \Phi \leqq \Phi_P$）となっており，堤頂部の水平変位 $u = 7.3$ cm となる．図-5.14(d)は，堤頂部変位が最大となる時のものである．最大総荷重発生時より 30 ms 遅れている．総荷重は，堰堤上部に作用しており，土石流流体力は 3.7 m で 206.2 kN/m^2 となっている．この時，1 段目の



(a)　$t = t_0 + 0.5$ s（許容応力度）　(b)　$t = t_0 + 1.4$ s（弾性限界）　(c)　$t = t_0 + 1.6$ s（最大荷重）

(d)　$t = t_0 + 1.6$ s（最大頂部変位）　(e)　$t = t_0 + 10.0$ s（堆砂圧荷重）

図-5.14　Model-I（$A_B = 2.0$ km^2）に対する部材の変形応答

水平つなぎ材は弾塑性応答となっている．堤頂部の水平変位は最大値であり，u_{max} = 7.6 cm となる．最後に，**図-5.14(e)**は土石流流体力の作用が終了し，堰堤全面に堆砂圧荷重が作用している時のものであるが，全部材は弾性領域に復元している．この時の堤頂部の水平変位 $u = 1.5$ cm であり，流域面積 $A_B = 0.5$，1.0 km^2 の時の堤頂部の水平変位より大きな残留変位がある．

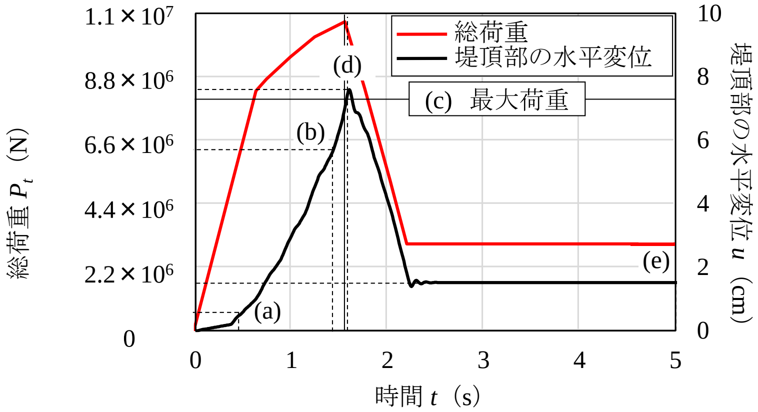


図-5.15　Model-I（A_B = 2.0 km^2）における堤頂部の水平変位および総荷重の時刻歴応答

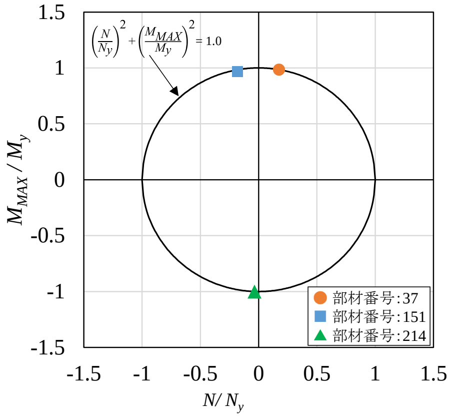


図-5.16　モーメント比～軸力比関係

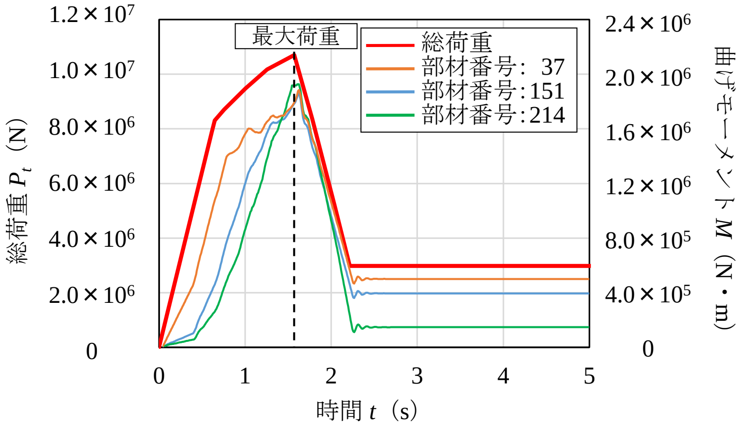


図-5.17　Model-I（A_B = 2.0 km^2）部材に生ずる曲げモーメントおよび総荷重の時刻歴応答

図-5.15 に，Model-I（A_B=2.0 km^2）における堤頂部の水平変位および総荷重の時刻歴応答を示す．総荷重は時間とともに上に凸型で増加していくのに対して，堤頂部の水平変位は下に凸型で増加している．これは，土石流荷重による作用モーメントが，構造モデル下部では小さくなるため増加傾向が異なることが考えられる．

図-5.16 に，流域面積 A_B=2.0 km^2 における変形応答の部材 37，151，214 の降伏関数に対する軸力と曲げモーメントの影響を示す．これより，いずれの部材も軸力よりも曲げモーメントが卓越している．よって，以降は曲げモーメントと曲げ変形に着目して分析する．

図-5.17 に，流域面積 A_B = 2.0 km^2 における部材に生じる曲げモーメントの時刻歴応答と総荷重の時刻歴応答を比較して示す．部材 37 は，総荷重の増減とほぼ一致するように増減しており，最大曲げモーメント発生時刻は最大総荷重の時刻とほぼ一致する．部材番号 151，214 は，立ち上がりが緩やかに曲げモーメントが増加する．曲げモーメントの発生時刻は，最大総荷重の時刻とほぼ一致する．つまり，構造応答には内部の自励振動のようなものではなく，ほぼ荷重の増減にのみ支配されることが分かる．

図-5.18 に，Model-I における各部材の最大曲げモーメントを示す．**図-5.18** の流域面積 A_B = 0.5 km^2 における各部材の最大曲げモーメントは部材 37 の 7.9 ×10^5 N・m であり，許容応力モーメントの 0.7 倍である．**図-5.10** と比較すると，上流側柱部材に大きな応力が生じる点で類似している．**図-5.18** の流域面積 A_B = 1.0 km^2 における各部材の最大曲げモーメントを示す．最大曲げモーメントは部材番号 214 の 1.18 ×10^6 N・m であり，許容応力モーメントより若干大きくなっている．**図-5.10** では，上流側柱材に大きな応力が生じるが，**図-5.18** では 1 段目の水平つなぎ材に大きな曲げモーメントが生じている．**図-5.18** の流域面積 A_B = 2.0 km^2 における各部材の最大曲げモーメントは，部材 214 の 1.93 ×10^6 N・m であり，上・下流側柱材および 1 段目水平つな

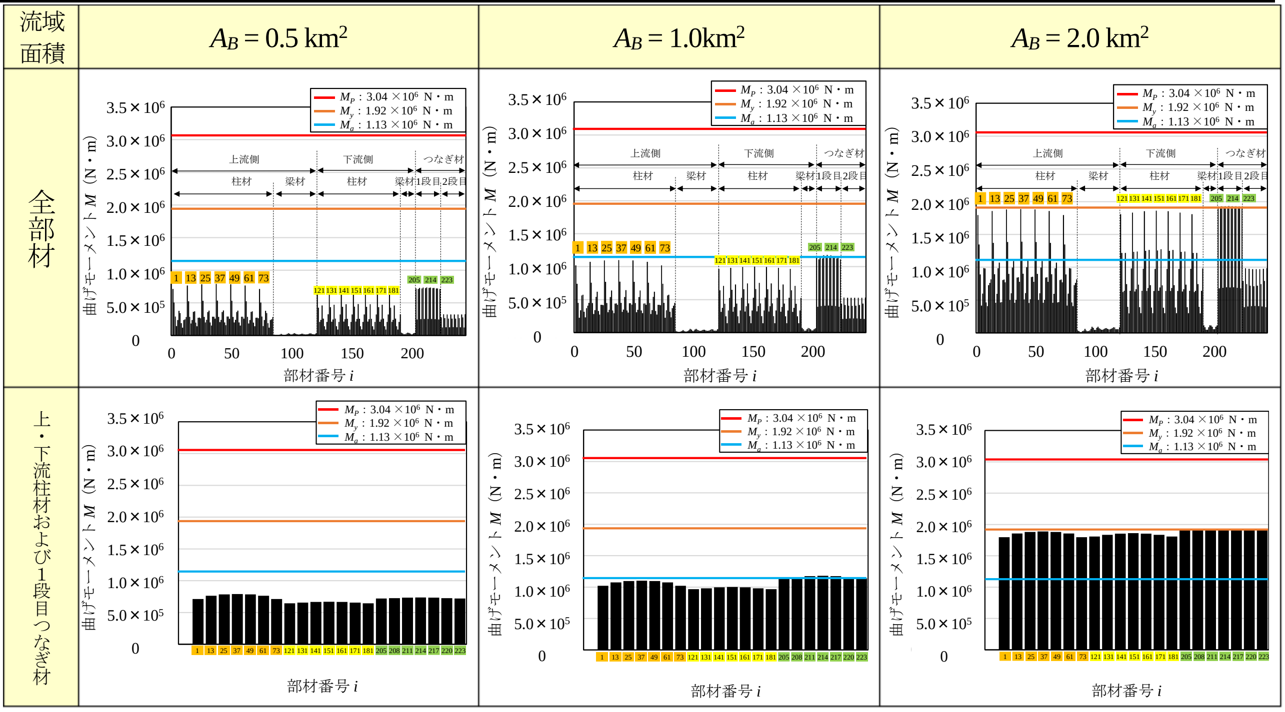
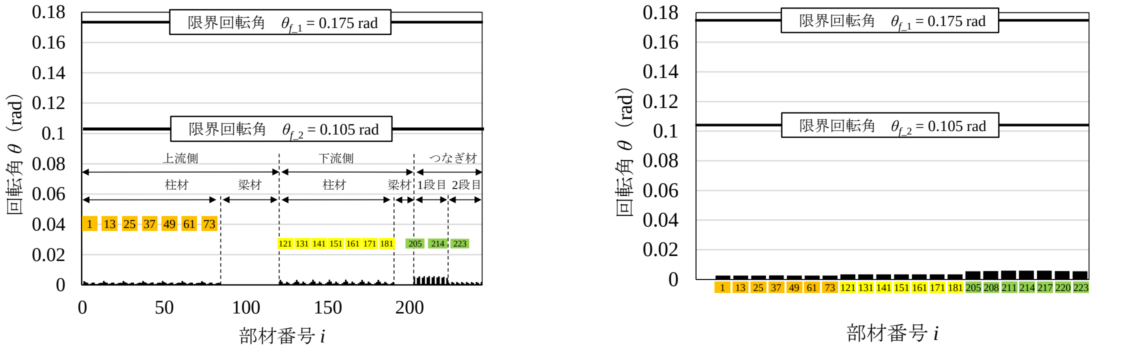


図-5.18　各部材の最大曲げモーメント（Model-I）



(a)　全部材　　(b)　上・下流柱材および 1 段目つなぎ材

図-5.19　Model-I（A_B = 2.0 km²）における部材の最大回転角

ぎ材に降伏曲げモーメントに近い曲げモーメントが生じている．特に，1 段目水平つなぎ材は降伏モーメントより大きな曲げモーメントが生じ，塑性化している．

図-5.19 に，Model-I（A_B = 2.0 km²）における部材の最大回転角を示す．左に全部材の回転角，右に上・下流の柱材および 1 段目水平つなぎ材の回転角を示している．図-5.18 から塑性変形しているのは，1 段目水平つなぎ材であり，明らかに構造応答は弾塑性応答となる．この時の最大回転角は 1 段目水平つなぎ材の部材 214 のものが 5.9×10^{-3} rad となる．

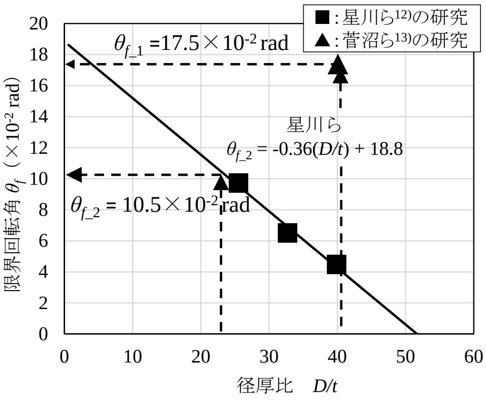
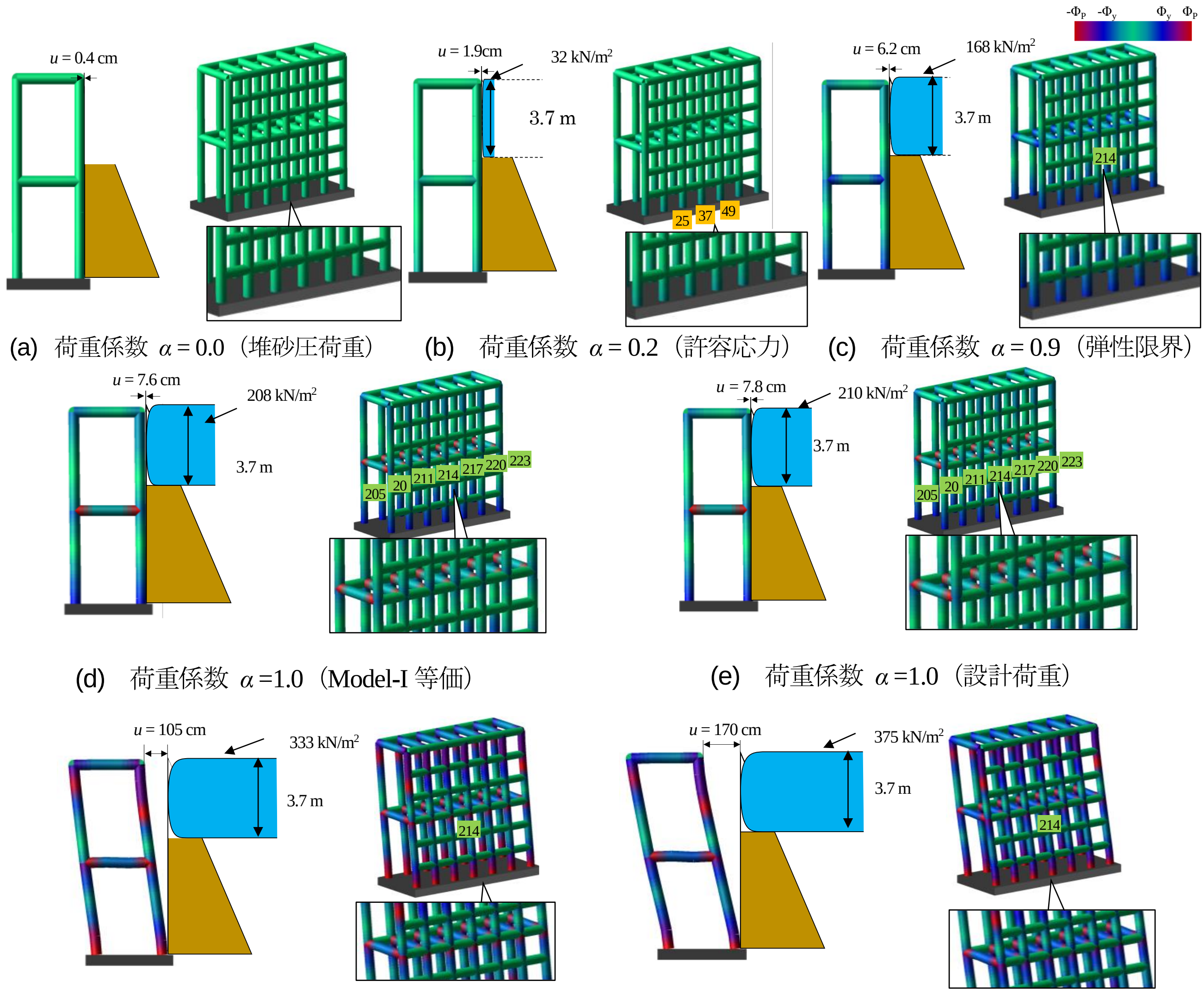


図-5.20　限界回転角～径厚比

ここで，鋼管の変形特性として局部座屈による限界回転角の研究[12)13)]をまとめると，図-5.20 のようになる．まず，菅沼ら[13)]の研究は，径厚比 D/t = 40.1 の鋼管に一様な純曲げモーメントが作用する工夫をし，曲げモーメント～回転角関係を示している．この結果の最大曲げモーメント（局部座屈開始）に対応する回転角は，$\theta_{f_1} = 17.5\times10^{-2}$ rad（≒ 10°）となっている．一方，星川ら[12)]は，径厚比 D/t の関数として局部座屈に対応する



(a)　荷重係数 $\alpha = 0.0$（堆砂圧荷重）　(b)　荷重係数 $\alpha = 0.2$（許容応力）　(c)　荷重係数 $\alpha = 0.9$（弾性限界）

(d)　荷重係数 α =1.0（Model-I 等価）　(e)　荷重係数 α =1.0（設計荷重）

(f)　荷重係数 α =1.6（$\theta_{max} = \theta_{f_2}$）　(g)　荷重係数 α =1.8（$\theta_{max} = \theta_{f_1}$）

図-5.21　Model-II（$A_B = 2.0$ km²）における変形応答

限界回転角 θ_{f_2} を次式のように提案しており，透過型砂部材の衝撃吸収エネルギー算定に引用されている．

$$\theta_{f_2} = -0.0036(D/t)+0.188 \qquad (5.14)$$

この式に本解析モデルの $D/t = 23.1$ を代入すると，$\theta_{f_2} = 10.5\times10^{-2}$ rad（≒ 6 °）となる．それぞれに対する本解析の塑性回転角の比は約 30 倍と 18 倍となる．仮に式(5.14)の動的な安全係数を $\gamma_D = 3.0$ としても，充分に安全な設計状態と評価されることになる．

5.4.3　Model-II

図-5.21 に，Model-II（$A_B = 2.0$ km²）における変形応答を示す．**図-5.21(a)**に示す荷重係数 $\alpha = 0$ の構造応答は，堆砂圧荷重のみが作用しているであり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 0.4$ cm である．**図-5.21(b)**に示す荷重係数 $\alpha = 0.2$ の構造応答は，部材 25，37，49 が許容応力度に達する．この時の堤頂部の水平変位 $u = 1.9$ cm である．**図-5.21(c)**に示す荷重係数 $\alpha = 0.9$ の構造応答は，214 の部材が弾性限界に達した時であり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 6.3$ cm である．**図-5.21(d)**に示す荷重係数 $\alpha = 1.0$ の構造応答は，部材 214 の回転角 $\theta_{max} = 5.9\times10^{-3}$ rad に達した時であり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 7.6$ cm である．**図-5.21(e)**に示す荷重係

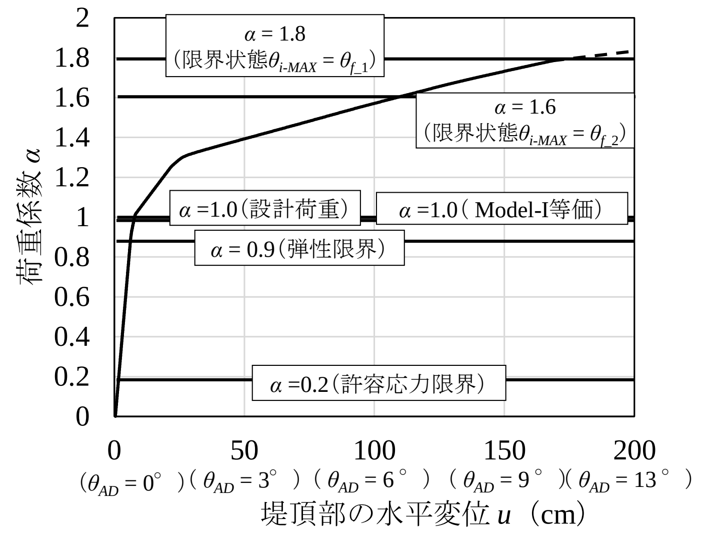
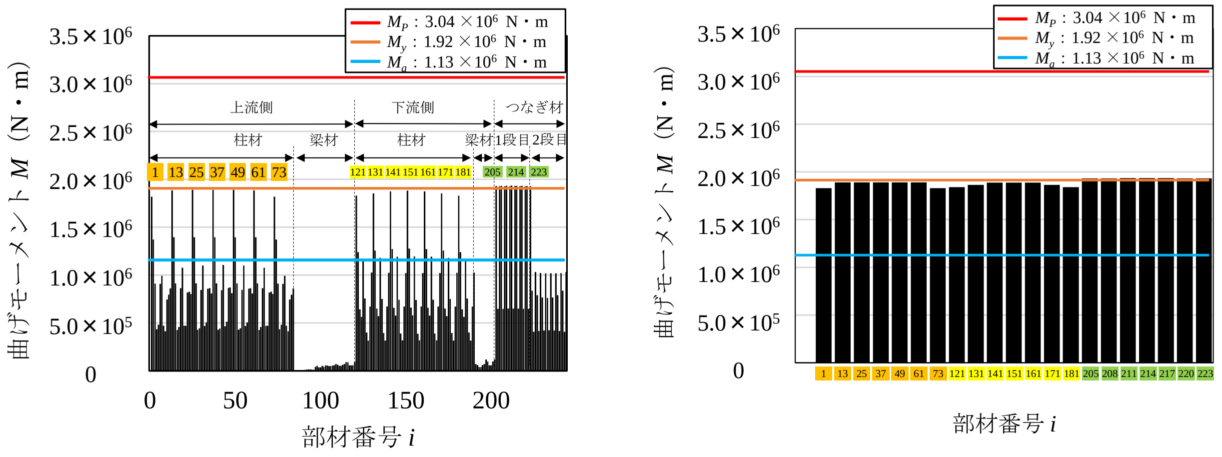


図-5.22　Model-II（$A_B = 2.0$ km^2）における荷重係数～堤頂部の水平変位関係



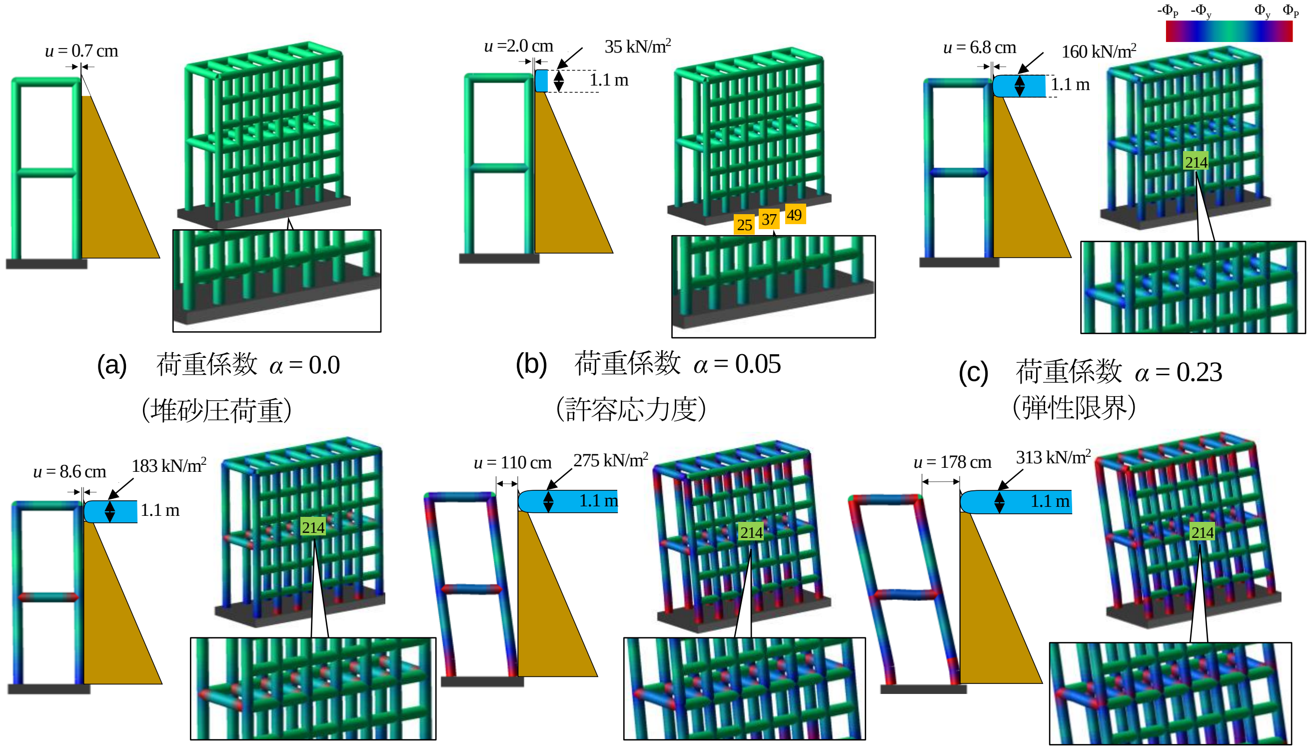
(a)　全部材　　　(b)　上・下流柱材および 1 段目つなぎ材

図-5.23　Model-II（$A_B = 2.0$ km^2）における荷重係数 $\alpha = 1.0$ の時の曲げモーメント

数 $\alpha = 1.0$ の構造応答は設計荷重状態であり，1 段目水平つなぎ材は塑性化している．なお，堤頂部の水平変位 $u = 7.8$ cm である．**図-5.21(f)**に示す荷重係数 $\alpha = 1.6$ の構造応答は，部材 214 が回転角 $\theta_{max} = \theta_{f_2}$ に達した時であり，堤体の傾斜が 7 °となっている．この時，各接合部付近の部材はすべて塑性化し，堤頂部の水平変位 $u = 105$ cm である．**図-5.21(g)**に示す荷重係数 $\alpha = 1.8$ の構造応答は，1 段目水平つなぎ材の回転角が $\theta_{max} = \theta_{f_1}$ に達した時であり，堤体の傾斜が 11 °となっている．この時の堤頂部の水平変位 $u = 170$ cm である．

図-5.22 に，Model-II（流域面積 $A_B = 2.0$ km^2）における荷重係数～頂部変位関係を示す．横軸にしめす角度は，構造全体の傾斜を示す．荷重は，α=0.9 の弾性限界まで堤頂部の水平変位と荷重は線形関係にある．弾性限界到達後，徐々に構造剛性が小さくなり，α=1.8 で限界状態に達するが，剛性はかなり緩やかになる．

図-5.23 に，流域面積 $A_B = 2.0$ km^2 における Model-II（荷重係数 $\alpha = 1.0$）の曲げモーメントを示す．**図-5.18** の流域面積 $A_B = 2.0$ km^2 における Model-I の最大曲げモーメントと比較すると，上・下流の柱材および 1 段目水平つなぎ材に生じる曲げモーメントはほぼ一致している．



(a)　荷重係数 $\alpha = 0.0$（堆砂圧荷重）

(b)　荷重係数 $\alpha = 0.05$（許容応力度）

(c)　荷重係数 $\alpha = 0.23$（弾性限界）

(d)　荷重係数 $\alpha = 0.26$（Model-I 等価）

(e)　荷重係数 $\alpha = 0.39$（$\theta_{max} = \theta_{f_2}$）

(f)　荷重係数 $\alpha = 0.44$（$\theta_{max} = \theta_{f_1}$）

図-5.24　Model-III（$A_B = 2.0$ km^2）における変形応答

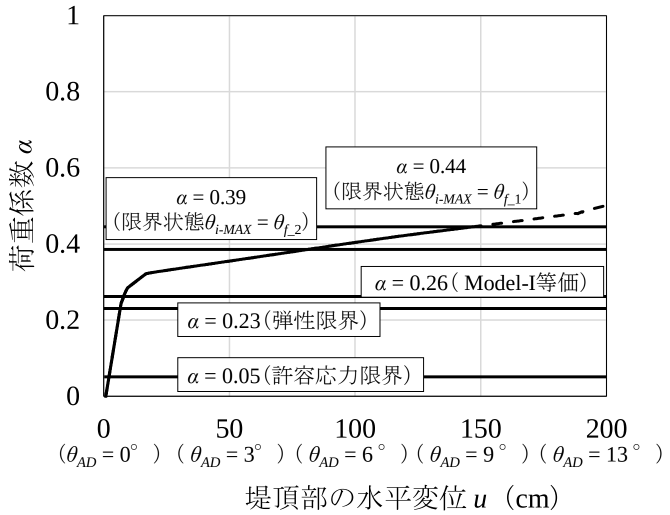


図-5.25　Model-III（$A_B = 2.0$ km^2）における荷重係数～堤頂部の水平変位関係

5.4.4　Model-III

図-5.24 に，Model-III（$A_B = 2.0$ km^2）の変形応答図を示す．**図-5.24(a)**に示す荷重係数 $\alpha = 0$ の構造応答は，堆砂圧荷重のみが作用しており弾性応答で小さな変形である．この時の堤頂部の水平変位 $u = 0.7$ cm である．**図-5.21(a)**よりも大きくなっているが，これは堆砂圧荷重が Model-III の方が大きいからである．**図-5.24(b)**に示す荷重係数 $\alpha = 0.05$ の構造応答は，許容応力度に達した時であり，部材 25，37，49 が許容応力限界に達する．この時の堤頂部の水平変位 $u = 2.0$ cm である．**図-5.24(c)**に示す荷重係数 $\alpha = 0.23$ の構造応答は，部材 214 が弾性限界に達した時であり，この時の堤頂部の水平変位 $u = 6.8$ cm である．**図-5.24(d)**に示す荷重係数 $\alpha = 0.26$ の時の構造応答は，1 段目水平つなぎ材の回転角が $\theta_{max} = 5.9 \times 10^{-3}$ rad に達した時であり，1 段目水平つなぎ材および上流側柱材の一部は塑性化している．この時の堤頂部の水平変位 $u = 8.6$ cm である．**図-5.24(e)**に

示す荷重係数 $\alpha = 0.39$ の構造応答は，1 段目水平つなぎ材の回転角が $\theta_{max} = \theta_{f_2}$ に達した時であり，堤頂部の水平変位 $u = 110$ cm 生じている．図-5.24(f)に示す荷重係数 $\alpha = 0.44$ の構造応答は，1 段目水平つなぎ材の回転角 $\theta_{max} = \theta_{f_1}$ に達した時であり，堤頂部の水平変位 $u = 178$ cm である．

図-5.25 に，Model-III（流域面積 $A_B = 2.0$ km^2）における荷重係数～頂部変位関係を示す．図より制約の緩い $\theta_{max} = \theta_{f_1}$ を使ったとしても，最大荷重係数は設計荷重に対応する $\alpha = 1.0$ に届かない．これは，Model-III が，土石流水深は現行設計のものとし，モデルの簡略化に重点を置いたため過剰に大きな流速となり，実応答に近い Model-I とかけ離れた構造応答となることを示している．

5.5　結　言

本章は，透過型のレベル II 設計荷重について先行の実験研究 [5), 7)]を基に，レベル II 設計荷重を静的および動的に作用させた際の構造応答について検討したものである．さらに，構造物の限界状態を部材の限界状態とする手法を提案し，耐荷性能評価の一案を示したものである．得られた結果を要約すると，次のようになる．

1) 文献 5)を参考にして土石流のレベル II 設計荷重を 99 %予測線により設定する方法を提案し，非超過確率 99 %の荷重を仮定して検討を行った.
2) 設計荷重モデルには，構造応答を動的に解析するための Model-I とプッシュオーバー弾塑性解析のための Model-II と Model-III を提案し，検討対象とした．これらを，一つの典型的な構造モデルに作用させ，数値解析により各設計荷重モデルの特徴について評価し，それぞれの設計への適合性について示した.
3) Model-I による振動を生起するような動的な効果は小さく，かつ部材に生起する塑性回転角は，回転角限界値の 1/20（1/30）程度で充分な安全余裕度があるものと評価されることがわかった.
4) Model-II による評価は, Model-I と比較して設計荷重状態において大きな塑性回転角が生じ, その比は 1/20（1/30）程度となる.
5) Model-I は，動的解析における負担が大きい反面，実荷重に近いので構造形状の多様性に対する詳細な構造応答を照査することが可能である．一方，Model-II は，現行設計に基づく荷重モデルでありレベル I 設計荷重との親和性も高いが, 構造形状が本研究と大きく異なる場合には, 実現象とかけ離れた評価を与える可能性がある.
6) 本章では，レベル II 設計を前提とする流量設定は先行研究 [5)]を参考にしたが，砂防堰堤の設計の観点からレベル II の設計においても降雨量に関する発生頻度を根拠として，堰堤建設地における到達流水量と運搬される土砂の流量を求め，流量設定することが望ましい.

第６章　既存不適格となる透過型砂防堰堤への対策法の検討

6.1　緒　言

第５章では，レベル II 荷重の動的荷重モデルと静的荷重モデルを提案し，部材の塑性回転角を限界値とする設計法の適用性について検討を行った．その結果，新設計体系 [1)]を前提として，鋼管部材を用いた現行構造形状と同等な透過型においてレベル II 荷重に耐えられることを示した．しかし，既存構造物においてはレベル II 荷重を用いて評価していないため，レベル II 設計法が採用された場合，レベル II 設計の照査を満足しない構造（以下，既存不適格構造と呼称する．）が存在する可能性があり，これらの既存不適格構造に対して何らかの対策を講ずる必要がある．

そこで本章では，既存不適格構造に対する方策について，荷重低減および構造強度を高める（補強）の観点からの対策法について検討する．すなわち，検討モデルとして，現状設計荷重（レベル I 荷重）は満足するものの，**第５章**で提案した静的荷重モデル（model-II）は満足しない想定構造を設定する．その対策法として，まず**第３章**で提案した上流置減勢工 [2)]を活用して，レベル II 設計を満足する方法について検討する．続いて，堰堤を補強によってレベル II 荷重に対する耐力を向上させる方法として，透過型の両側に存在するコンクリート堰堤に補強部材を取り付ける方法を提案し，その適用性について検討するものである．

6.2　設計検討条件

6.2.1　構造モデル

図-6.1 に示す構造モデルは，底面が固定されており，高さ 9.0 m，幅 9.5 m，奥行き 3.5 m である．通常，透過型には継手が存在するが，本研究では継手による効果を考慮せず，すべてを同一断面とした．また，各部材間隔は，便覧 [1)]を参考に，縦材および横材の間隔は土石流区間においては最大礫径の 1.0 倍と掲載されているため，想定する最大礫径 D_{95} = 1.0 m と同じの間隙で配置している．使用部材の断面は，**第５章**の透過型モデルで使用した同様の部材を使用し，直径 D = 508 mm，肉厚 t = 22 mm とし，使用鋼管材料は STK490 とした．

6.2.2　荷重モデル

表-6.1 に，レベル I 荷重およびレベル II 荷重におけるパラメータを示す．**第５章**と同様の要領で，石川（芳）の研究 [3)]を参考に流域面積 A_B = 2.4 km^2 におけるレベル I 荷重およびレベル II 荷重を求めた．ピーク流量は，7.8 倍となり，流体力は 17.7 倍となる．

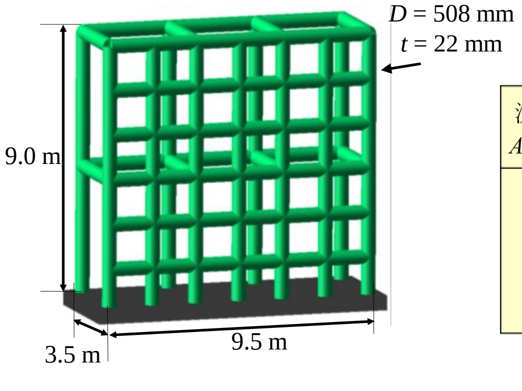


図-6.1　構造モデル

表-6.1　レベル I 荷重およびレベル II 荷重のパラメータ

流域面積 A_B（km^2）	区　分	ピーク流量 Q_p（m^3/s）	流速 U_d（m^2/s）	水深 D_d（m）	土石流流体力 F（N/m）
2.4	レベル I 荷重	58.5	4.6	1.2	5.23×10^4
	レベル II 荷重	456.3	10.6	4.0	9.26×10^5

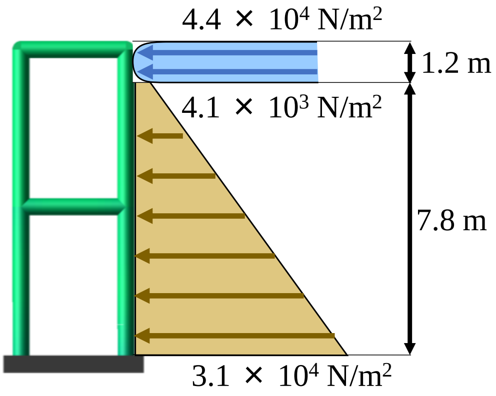


図-6.2　レベル I 設計荷重

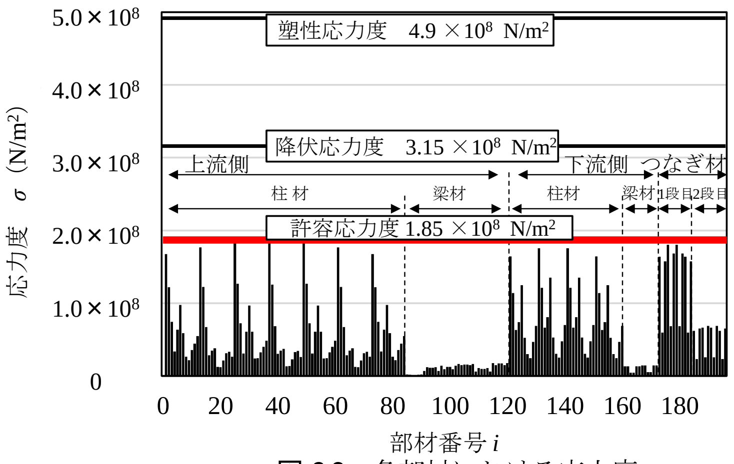


図-6.3　各部材における応力度

6.2.3　解析方法

レベル I 荷重は，図-5.1(1)に示す分布で最上部に土石流流体力を静的な等分布荷重として与え，それより下部には堆砂圧荷重を与えた．本解析では，各部材の応力度を調べ，最大応力度と許容応力度を比較・検討する．

次に，レベル II 荷重は，図-5.1(3)に示す分布で土石流流体力作用部分を堰堤頂部に固定して，準静的に与えるものである．また，土石流流体力の大きさを荷重係数 α によって漸増させて，$\alpha = 1.0$ において最大耐力未満であることおよび部材塑性回転角が限界値を超えていないことを確認することにより，レベル II 設計を満足することを照査する．参考までに，本解析における部材の限界については，式(5.14)を用い $\theta_f = 10.5\times10^{-2}$ rad とした．

6.2.4　レベル I 設計照査

図-6.2 に，レベル I 設計荷重を示す．なお，この前提となる土石流の流速は 4.6 m/s，土石流水深は 1.2 m である．土石流流体力は，4.4×10^4 N/m²，堆砂圧は 3.8×10^4 N/m² である．

図-6.3 に，レベル I 荷重における各部材の応力度を次式で求めた．

$$\sigma_i = \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A_m} \tag{6.1}$$

ここで，σ_i：部材 i の応力度（N/m²），M_{max}：断面内の曲げモーメントの最大値（N・m），Z：断面係数（m³），N：軸力（N），A_m：部材断面積（m²）である．

図-6.3 から，上下流側柱材および 1 段目水平つなぎ材に大きな応力が生じているが，上流側柱材に最も大きな応力が生じており，1.84×10^8 N/m² となる．本構造の使用部材は STK490 であるので，許容応力度は 1.85×10^8 N/m² であり，フルストレスに近いが，現行設計の条件を満足している構造である．

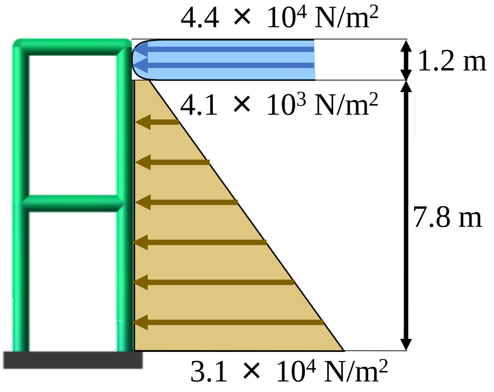


図-6.4　レベル II 設計荷重

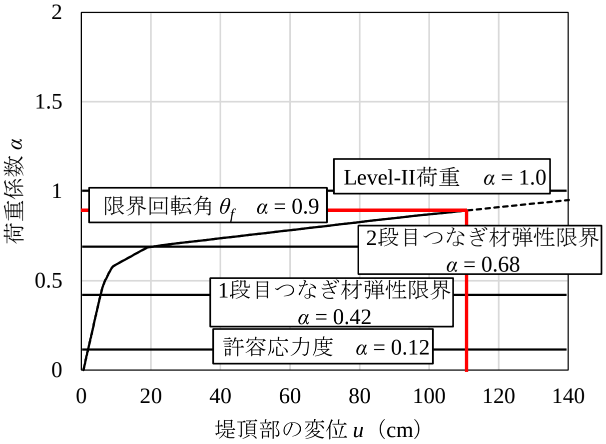
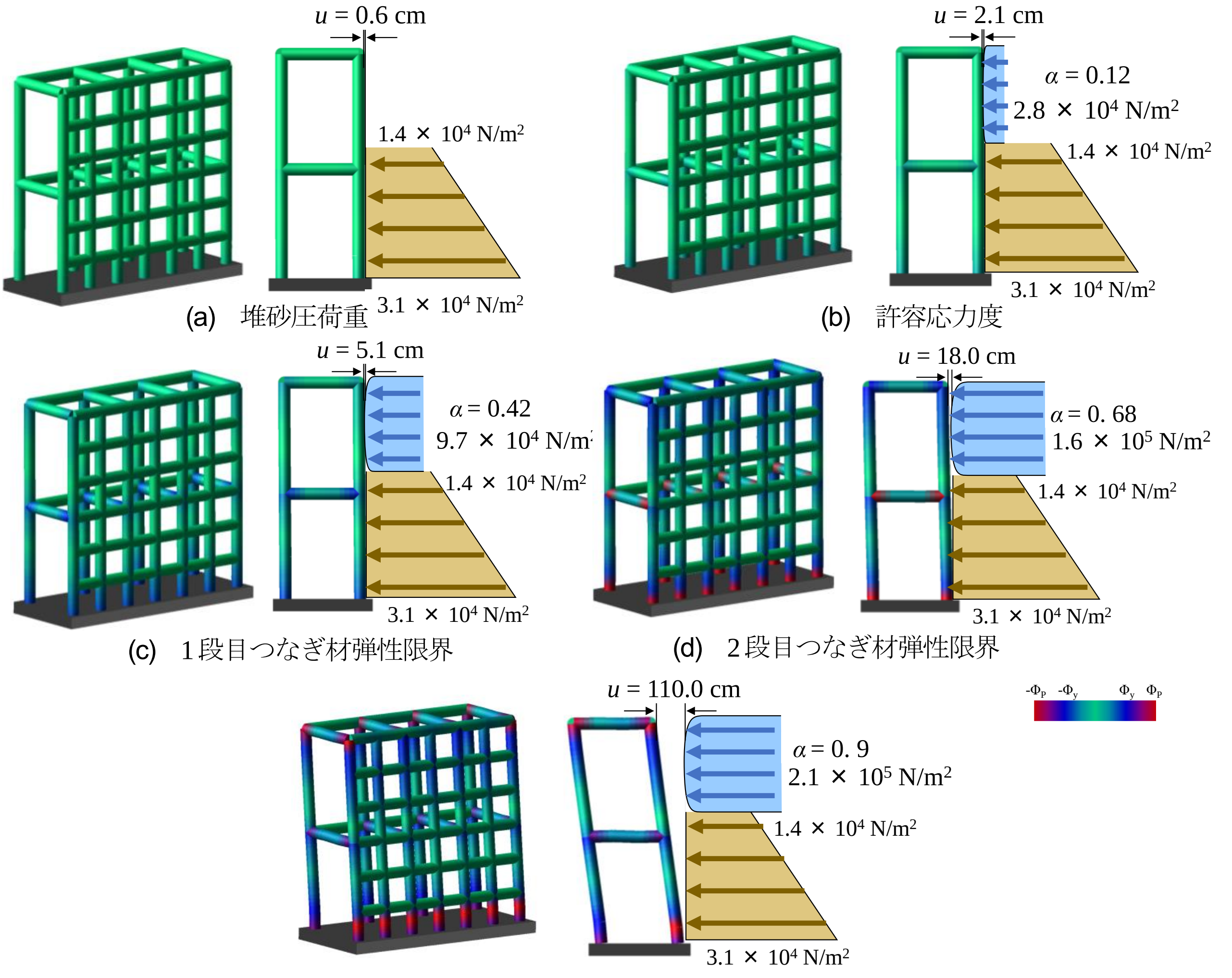


図-6.5　既存構造物の荷重係数～堤頂部の水平変位関係



(a)　堆砂圧荷重　(b)　許容応力度

(c)　1 段目つなぎ材弾性限界　(d)　2 段目つなぎ材弾性限界

(e)　構造限界状態

図-6.6　既存構造物の構造応答

6.2.5　レベル II 設計照査

図-6.4 に，レベル II 設計荷重を示す．なお，この前提となる土石流の流速は 10.6 m/s，土石流水深は 4.0 m である．この状態の荷重係数を $\alpha = 1.0$ とする．

図-6.5 および**図-6.6** に，それぞれ既存構造物の荷重係数～堤頂部の水平変位関係および既存構造物の構造応答を示す．**図-6.6(a)**は，荷重係数 $\alpha = 0$ つまり堆砂圧荷重の時であり，この時の堤頂部の水平変位は 0.6 cm である．**図-6.6(b)**は，許容応力度に達した時のものである．この時の荷重係数は $\alpha = 0.12$ で，1 段目つなぎ材

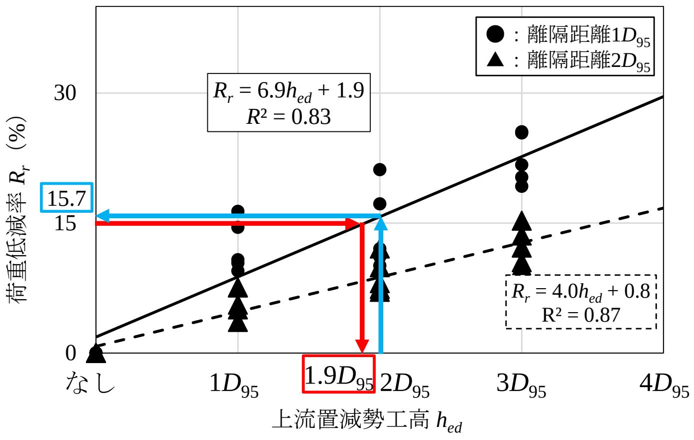


図-6.7　低減率～上流置減勢工高関係

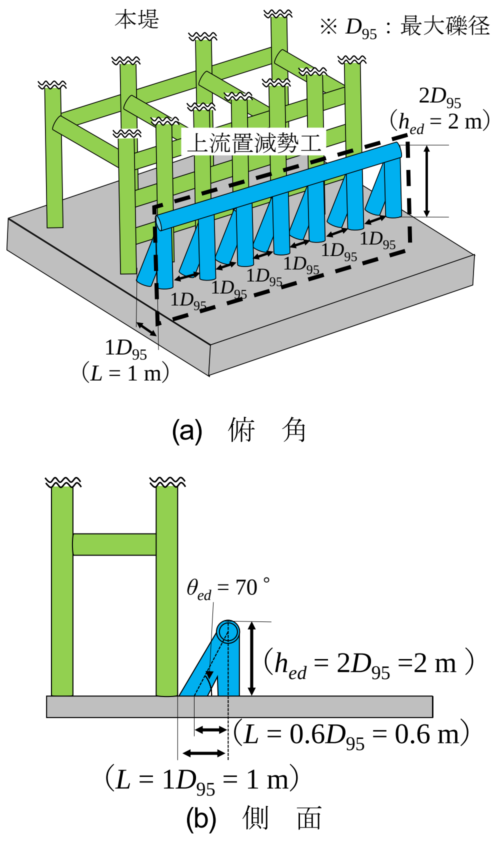


図-6.8　上流置減勢工の形状

が許容応力度に到達し，堤頂部の水平変位は 2.1 cm である．**図-6.6(c)**は，1 段目つなぎ材が弾性限界に達した時のものである．この時の荷重係数は $\alpha = 0.42$ であり，堤頂部の水平変位は 5.1 cm となる．これ以降，1 段目つなぎ材は次々と弾塑性応答に移行する．

図-6.6(d)は，2 段目つなぎ材が弾性限界に達した時のものである．この時の荷重係数は，$\alpha = 0.68$ であり，堤頂部の水平変位は 18 cm である．**図-6.5** より，2 段目つなぎ材が弾性限界に達すると，構造内の降伏部材の組み合わせが完成し，以降は一定の剛性で構造変位が増加する．そして，**図-6.6(e)**の荷重係数 $\alpha = 0.9$ では，下流側柱材の下部が部材の限界回転角に到達し，レベル II 設計における限界状態となる．つまり荷重係数 $\alpha = 1.0$ より小さく，設計荷重に達していないためレベル II 設計照査は不適格と判断され，何らかの対策を施す必要性がある．

6.3　上流置減勢工

6.3.1　上流置減勢工による対応方法

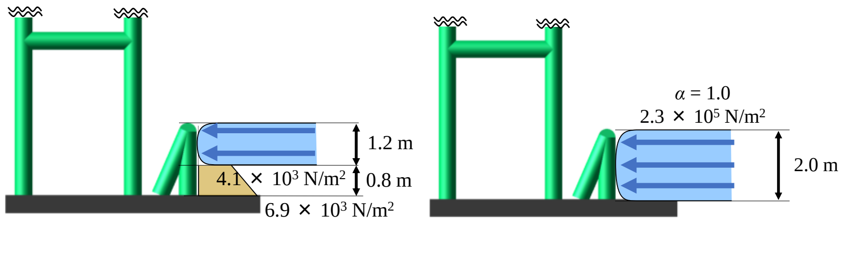
図-6.7 に，**第 3 章**の実験結果を基に得られる上流置減勢工の荷重低減率～上流置減勢工高関係を示す．各離隔距離の低減率は次式によって表される．

$$R_r = 6.9\ h_{ed} + 1.9 \quad (離隔距離 \quad L = 1D_{95}) \tag{6.2}$$

$$R_r = 4.0\ h_{ed} + 0.8 \quad (離隔距離 \quad L = 2\,D_{95}) \tag{6.3}$$

ここで，R_r：荷重低減率（%），h_{ed}：上流置減勢工高である．

前述した既存構造物は，レベル II 設計荷重の 9 割の耐荷力であり，荷重を 10 %以上低減させる必要がある．そこで，設計判断として土石流の期待荷重低減効果を 15 %として，その達成が可能な離隔距離（$L = 1D_{95}$）を採用する．式(6.2)より，対応する所要高さは $h_{ed} = 1.9D_{95}$ となる．そのうえで，ラウンドナンバー化して $h_{ed} = 2D_{95}$ とした．**図-6.8** に，上流置減勢工の形状を示す．上流置減勢工は，既存構造物と同じ鋼管を使用し，直径 $D = 508$ mm，肉厚 $t = 22$ mm とし，使用鋼管材料は STK490 とした．各上流置減勢工の間隔は，実験を基に



(a)　レベル I 荷重　　(b)　レベル II 荷重

図-6.9　上流置減勢工に作用する荷重モデル

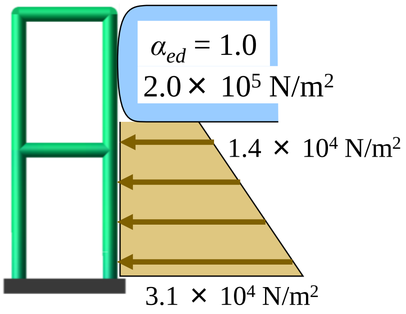
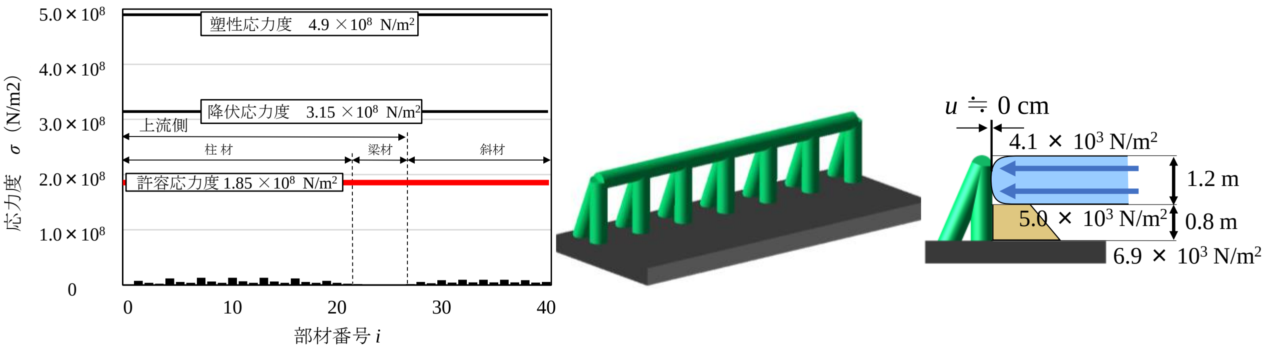


図-6.10　上流置減勢工を考慮した荷重モデル



(a)　各部材の応力度　　(b)　構造応答

図-6.11　上流置減勢工の作用するレベル I 荷重における各部材の応力

D_{95} とし，斜材の固定部は，傾斜が $\theta_{ed}=70°$ となるように設置した．

(a)　上流置減勢工に対する設計荷重

図-6.9 に，上流置減勢工の作用する荷重モデルを示す．設計荷重は，**表-6.1** に示すパラメータに沿って設定した．つまり，レベル II 荷重の低減はされず作用するモデルとした．

(b)　本堤の荷重

図-6.10 に，上流置減勢工を考慮した荷重モデルを示す．上流置減勢工を設置することにより，土石流流体力が**表-6.1** の値に対して 15.7 %低減されている．ただし，堆砂圧荷重は**図-6.6** と同じものである．

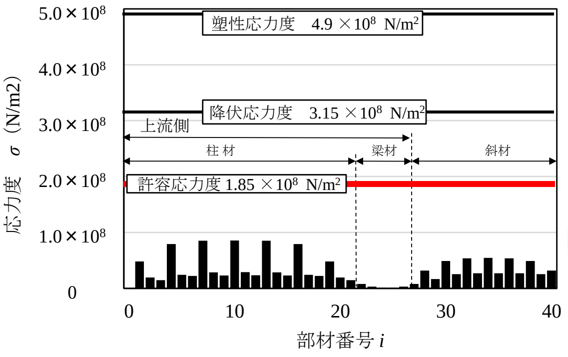
6.3.2　弾塑性解析による照査

(a)　上流置減勢工

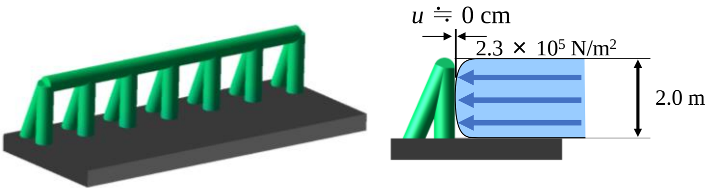
図-6.11 に，上流置減勢工の作用するレベル I 荷重における各部材の応力を示す．上流側柱材に最も大きな応力が生じており，1.30×10^7 N/m² となる．許容応力度の 7 %の応力であり，充分に安全である．

図-6.12 に，上流置減勢工の作用するレベル II 荷重における各部材の応力を示す．レベル I 荷重と同様に上流側柱材に最も大きな応力が生じているが，その応力は 8.57×10^7 N/m² となる．これは許容応力度の 46 %の応力となり，弾性応答であるため，レベル II 設計における条件も満足している．

図-6.13 に，上流置減勢工における荷重係数～堤頂部の水平変位関係を示す．上流置減勢工に作用する設計荷重係数を $\alpha=1.0$ とすると，荷重係数 $\alpha=0.89$ において許容応力度に到達し，荷重係数 $\alpha=2.8$ の時に弾性限界



(a)　各部材の応力度



(b)　構造応答

図-6.12　上流置減勢工の作用するレベル II 荷重における各部材の応力

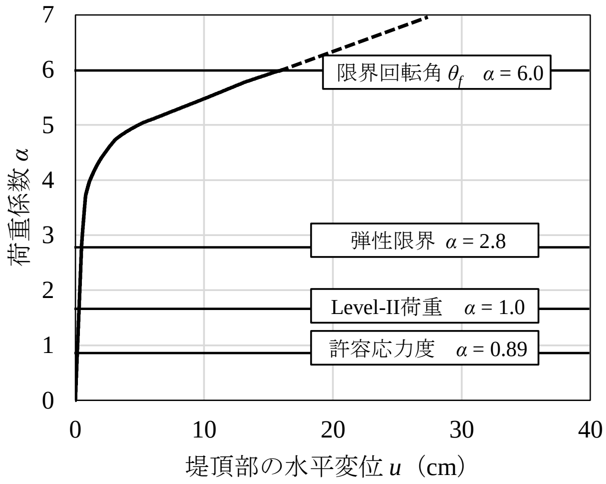


図-6.13　荷重係数～堤頂部の水平変位関係（上流置減勢工）

となる．最後に，荷重係数 $\alpha = 6.0$ の時に上流側柱材の下部が部材の限界回転角に到達する．よって，レベル II 荷重における安全余裕度は 6.0 となり，レベル II 荷重に対して充分な安全性がある．

(b)　本 堤

図-6.14 および 6.15 に，上流置減勢工を考慮した本堤の構造応答および荷重係数～堤頂部の水平変位関係を示す．図-6.14(a)は，荷重係数 $\alpha_{ed} = 0$ つまり堆砂圧荷重の時であり，この時の堤頂部の水平変位は 0.6 cm である．図-6.14(b)は，許容応力度に達した時のものである．この時の荷重係数は $\alpha_{ed} = 0.15$ では，1 段目のつなぎ材が許容応力度に到達し，堤頂部の水平変位は 2.1 cm である．図-6.14(c)は，1 段目つなぎ材が弾性限界に達した時のものである．この時の荷重係数は $\alpha_{ed} = 0.49$ であり，堤頂部の水平変位は 5.1 cm となる．これ以降，1 段目つなぎ材は次々と弾塑性応答に移行する．図-6.14(d)は，レベル II 荷重の時のものであり，構造モデルの下部の柱材およびつなぎ材が塑性化しており，構造応答は弾塑性応答となっている．この時の堤頂部の水平変位は 65.9 cm であり，図-6.15 より，弾性応答から弾塑性応答となっており，レベル II 設計における条件を満足している．図-6.14(d)は，荷重重係数 $\alpha_{ed} = 1.05$ の時のものであり，安全性の余裕度は小さいがレベル II 荷重に対しても耐えることが可能となる．

6.3.3　照査の総括

以上のように，レベル II 設計法採用時に既存不適構造と判断された場合，式(6.1)，(6.2)に基づく上流置減勢工の設置位置および減勢工高さの決定による上流置減勢工の形状設計を行うと，レベル II 設計荷重を有効に低減できることがわかった．

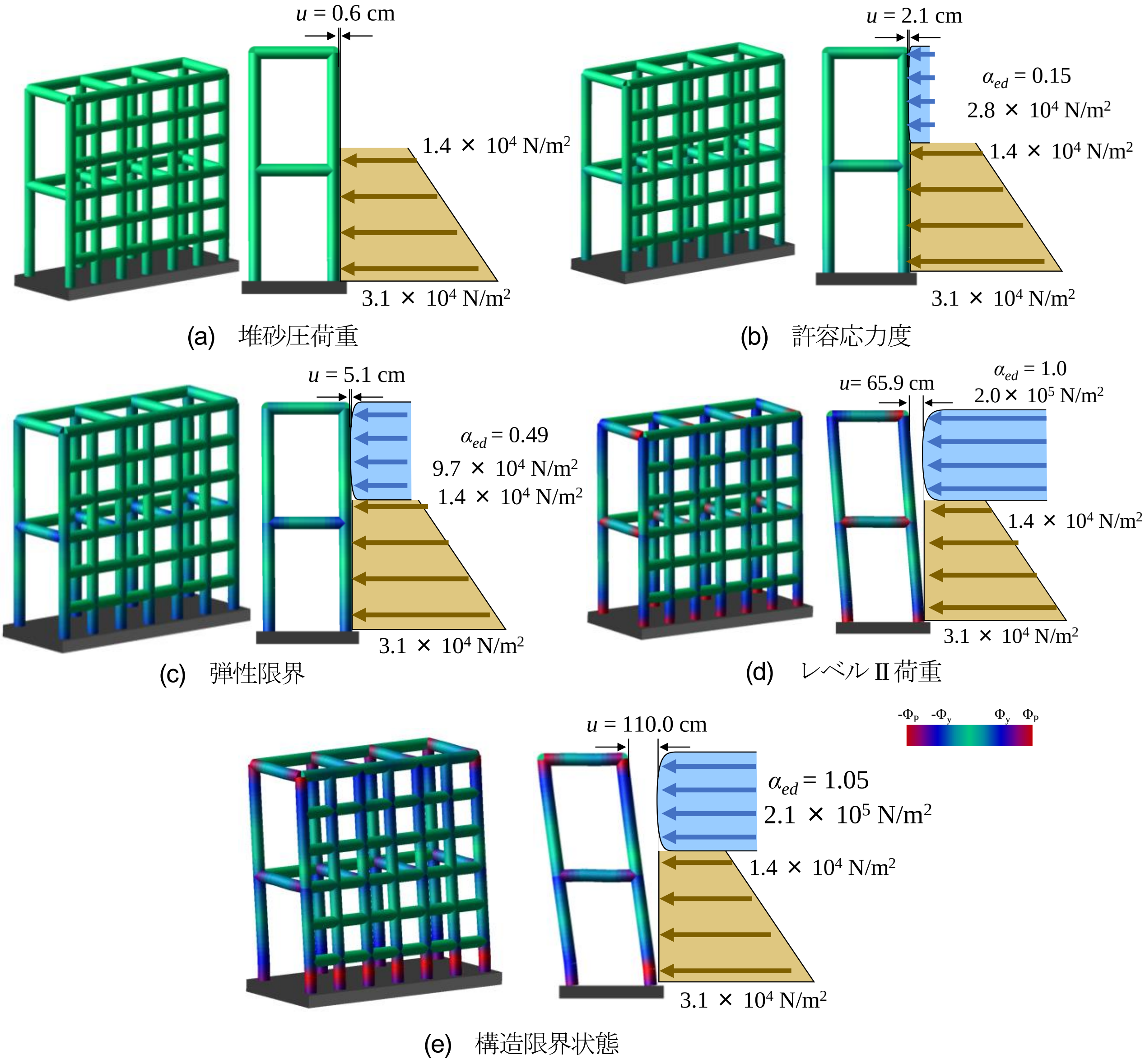


図-6.14　上流置減勢工を考慮した本堤の構造応答

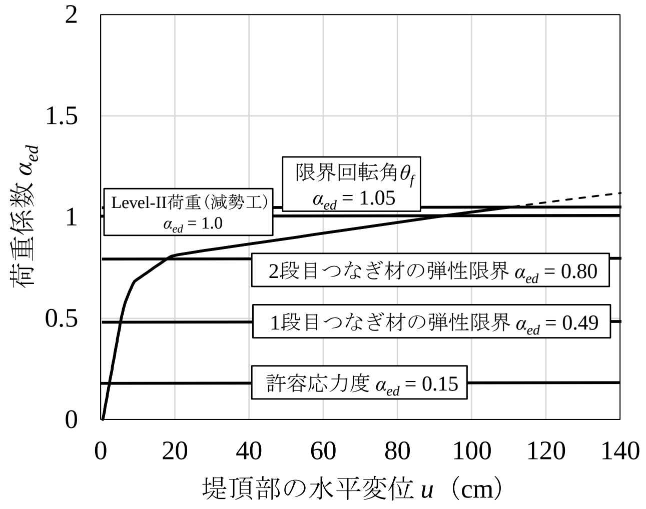


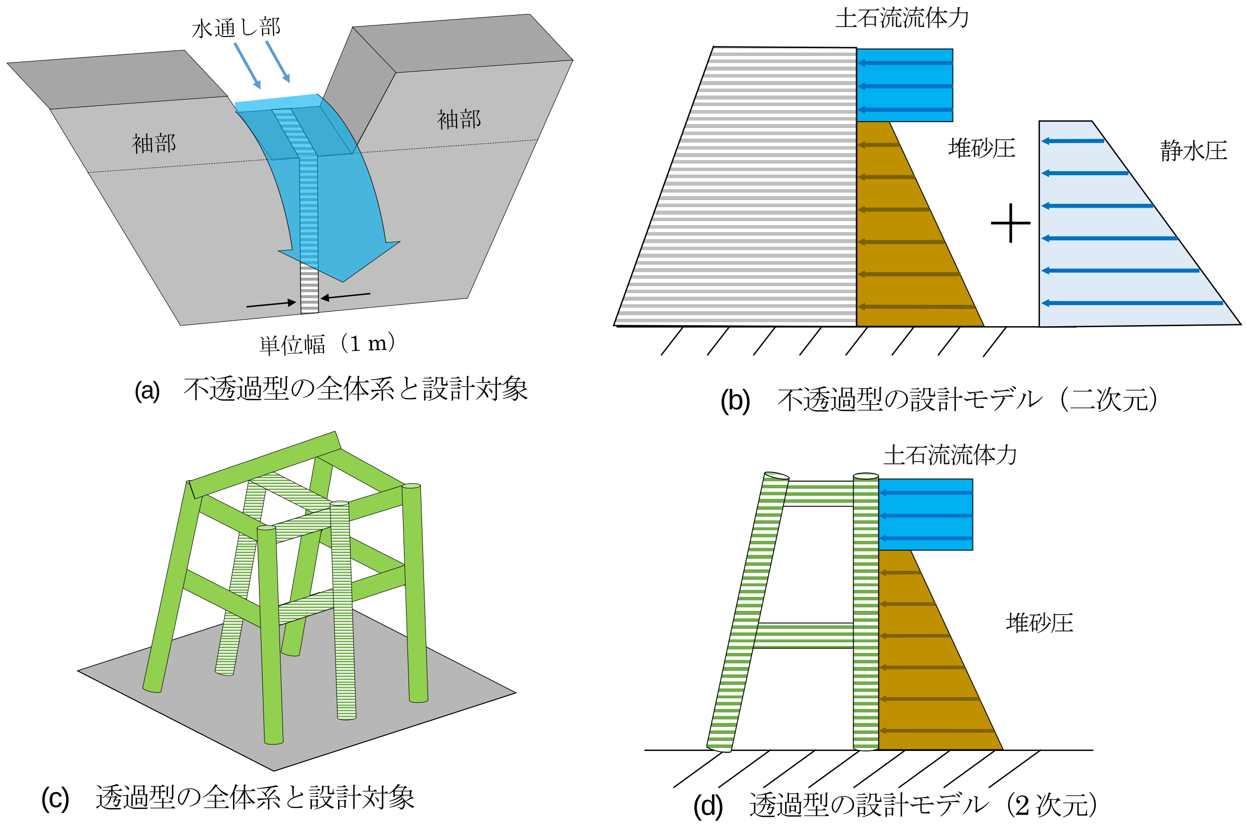
図-6.15　荷重係数～堤頂部の水平変位関係（本堤）

6.4　肩部補強法

6.4.1　肩部補強法の概要

透過型は 3 次元骨組構造であるが，その設計思想は長い歴史を持つ不透過型の設計法に由来している．不透過型では，図-6.16(a)のような全体構造の中で袖部を除いた本堤部分（通常，水通し部の中央部付近を用いる．）を単位幅の台形断面として取り出して，図-6.16(b)のように 2 次元モデル化し，その重力構造物として安定性を照査する．透過型の設計モデルでは，不透過型の設計モデルを準用して，図-6.16(c)のように 3 次元骨組構造である全体系の中から代表の断面形状を取り出して，図-6.16(d)のように 2 次元化して，重力安定性に加えて各部材の許容応力度照査を行っている．

図-6.16(c)から図-6.16(d)へモデル化すると，隣接する流下方向に対して平面構造との流下直交方向に連接する部材の効果は，評価することができないため，各部材の断面を大きくするか，鋼管肉厚を厚くして構造強度の増加を図る方策が講じられている．しかし，本章の目的である既存構造物のレベル II 荷重での強度不足をこのような方法で強度増加を図るには，鋼管の肉厚を増すために鋼板溶接するか，筋交いを加えて補強することになり，施工難度が高くコスト高となる．そこで，後述するように 3 次元骨組構造解析による評価を前提として，底部の固定端から離れた自由端である肩部を補強する方策を提案する．



(a)　不透過型の全体系と設計対象
(b)　不透過型の設計モデル（二次元）
(c)　透過型の全体系と設計対象
(d)　透過型の設計モデル（2 次元）

図-6.16　現行設計の考え方

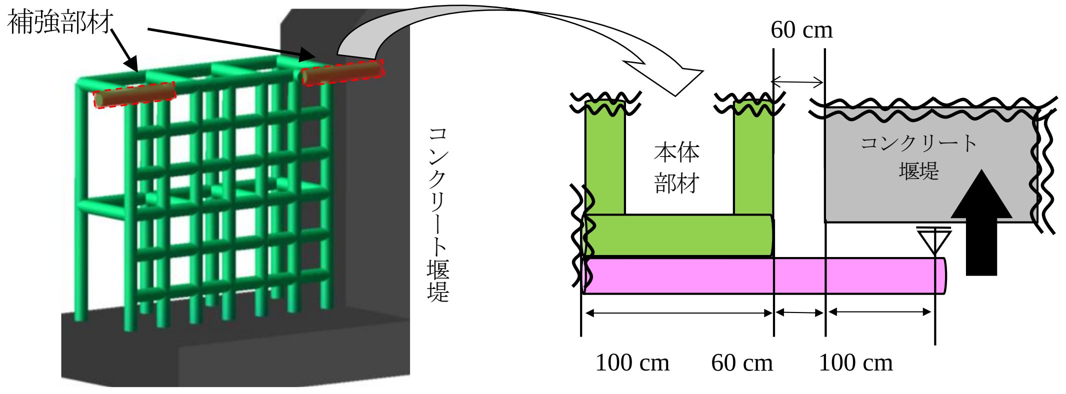


図-6.17　補強解析モデル

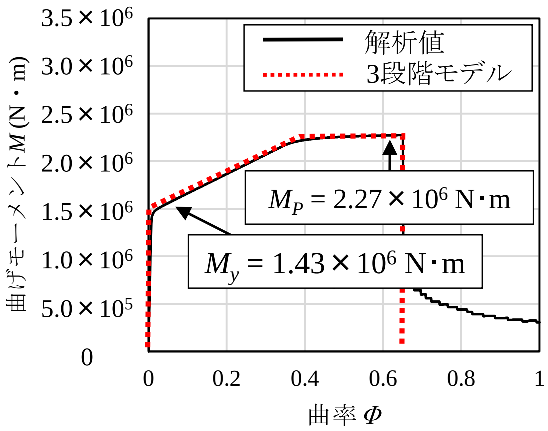


図-6.18　曲げモーメント～曲率関係

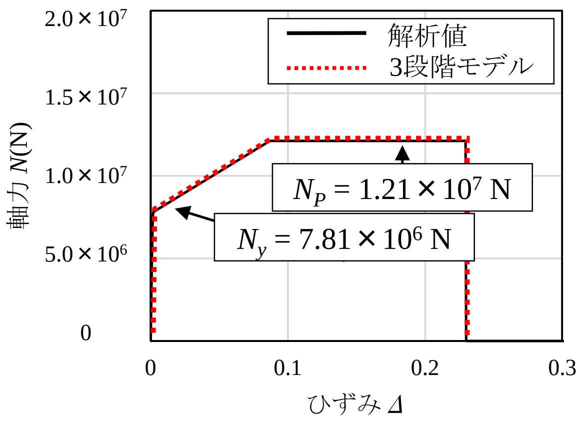


図-6.19　軸力～ひずみ関係

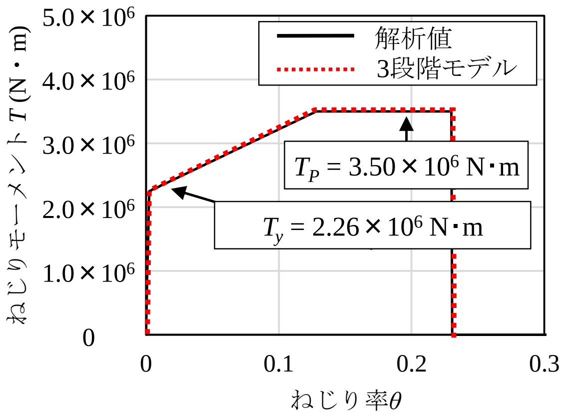
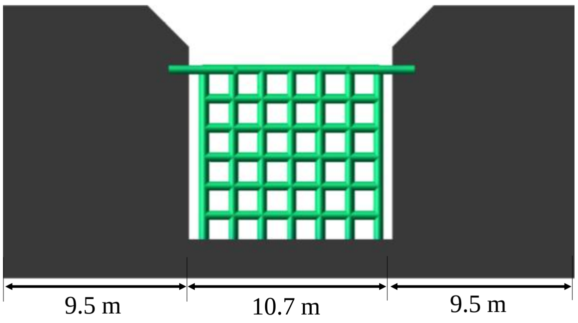
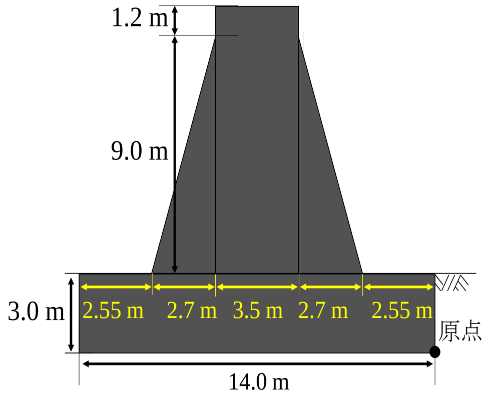


図-6.20　ねじれトルク～ねじれ率関係



(a)　正面

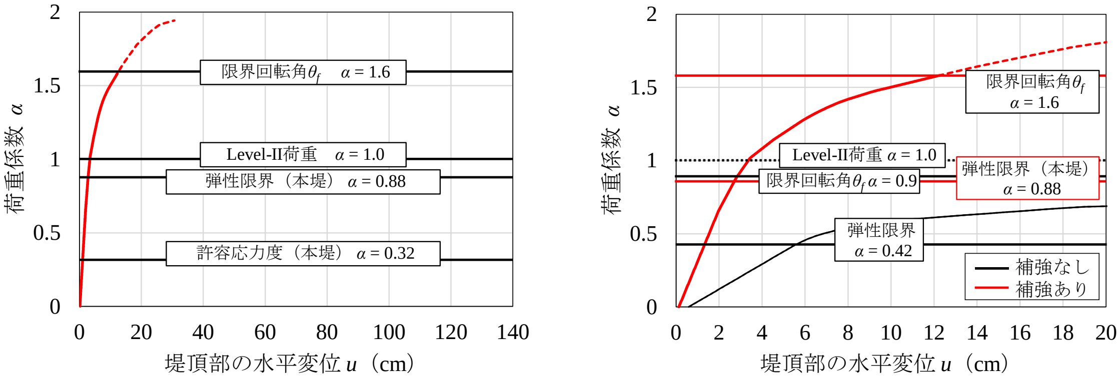


(b)　側面

図-6.21　コンクリート部

6.4.2　補強解析モデル

図-6.17 に，補強解析モデルを示す．補強解析モデルは，前面最上部の頂部に隣接するコンクリート堰堤部に掛かるように張り出した梁をつけたモデルである．片側の補強部材の取り付け要領は，補強部材は現地での施工性に配慮してコンクリート部に差し込むことはせずに，単純支持とした．なお，補強部材は本堤より剛性の小さい断面で，直径 D = 508 mm，肉厚 t = 16 mm の鋼管とした．鋼管材料を STK490 とし，断面分割法によって図-6.18～6.20 に示すよう



(a)　u = 0～140 cm　　(b)　u = 0～20 cm

図-6.22　荷重係数～堤頂部の水平変位関係

に，鋼管断面の曲げモーメント～曲率関係，軸力～ひずみ関係およびねじれトルク～ねじれ率関係を求めた．これを赤破線で示す 3 段階の弾塑性モデルに近似して使用した．なお，後述するレベル II 設計の限界状態となる限界回転角は，式(5.14)に基づき，θ_f = 7.4×10^{-2} rad である．

図-6.21 に，肩部補強部材に反力を与えるとるコンクリート部の断面を示す．透過型の両側にはコンクリート堰堤である非越流部が設置される．透過型の両側に有効幅が 9.5 m（透過部と同幅）のコンクリート部を考え，その奥行きは 14 m，高さ 13.2 m とした．また，天端幅は透過型の奥行き幅である 3.5 m とし，上下流のり勾配は 1：0.3 とした．

6.4.3　解析結果

図-6.22 および図-6.23 に，荷重係数～堤頂部の水平変位関係および補強解析モデルの構造応答を示す．荷重係数 α = 1.0 をレベル II 荷重とすると，図-6.22 の荷重係数 α = 0.21 の構造応答を図-6.23(a)に示す．補強部材が許容応力度に達した時のものである．この時の堤頂部の水平変位は 0.7 cm であり，本堤は弾性応答の小さな変形である．図-6.22 の荷重係数 α = 0.32 の構造応答を図-6.23(b)に示す．この時，本堤は許容応力度に達し，この時の堤頂部の水平変位は 1.0 cm である．補強しないモデルの許容応力度の時の荷重係数は α=0.12 であったので，2.7 倍ほど耐力が増加している．図-6.22 の荷重係数 α=0.88 の構造応答を図-6.23(d)に示す．補強部材の本堤の取り付け部は塑性化しているのに対して，本堤弾性応答であり，この時の堤頂部の水平変位は 2.0 cm である．補強しないモデルの弾性限界は α=0.42 であり，耐力は 2.1 倍ほど増加している．この時の堤頂部の水平変位は 2.8 cm である．図-6.22 の荷重係数 α=1.0 の構造応答を図-6.23(e)に示す．この時レベル II 荷重に達し，補強部材および本堤のつなぎ材は塑性化しているが，補強部材を取り付けたことによりレベル II 荷重に対して耐えることが可能となり，この時の堤頂部の水平変位は 3.3 cm である．また，レベル II 荷重を超えると傾きは緩くなる．これは，1 段目のつなぎ材が塑性化することが原因である．図-6.22 の荷重係数 α = 1.6 の構造応答を図-6.23(f)に示す．この時，補強部材が限界回転角に到達し，堤頂部の水平変位は 12.2 cm である．既存構造物の最大耐力は荷重係数 α=0.9 であり，補強部材を取り付けることで，既存構造物の 1.8 倍ほどの耐力増加が期待される．

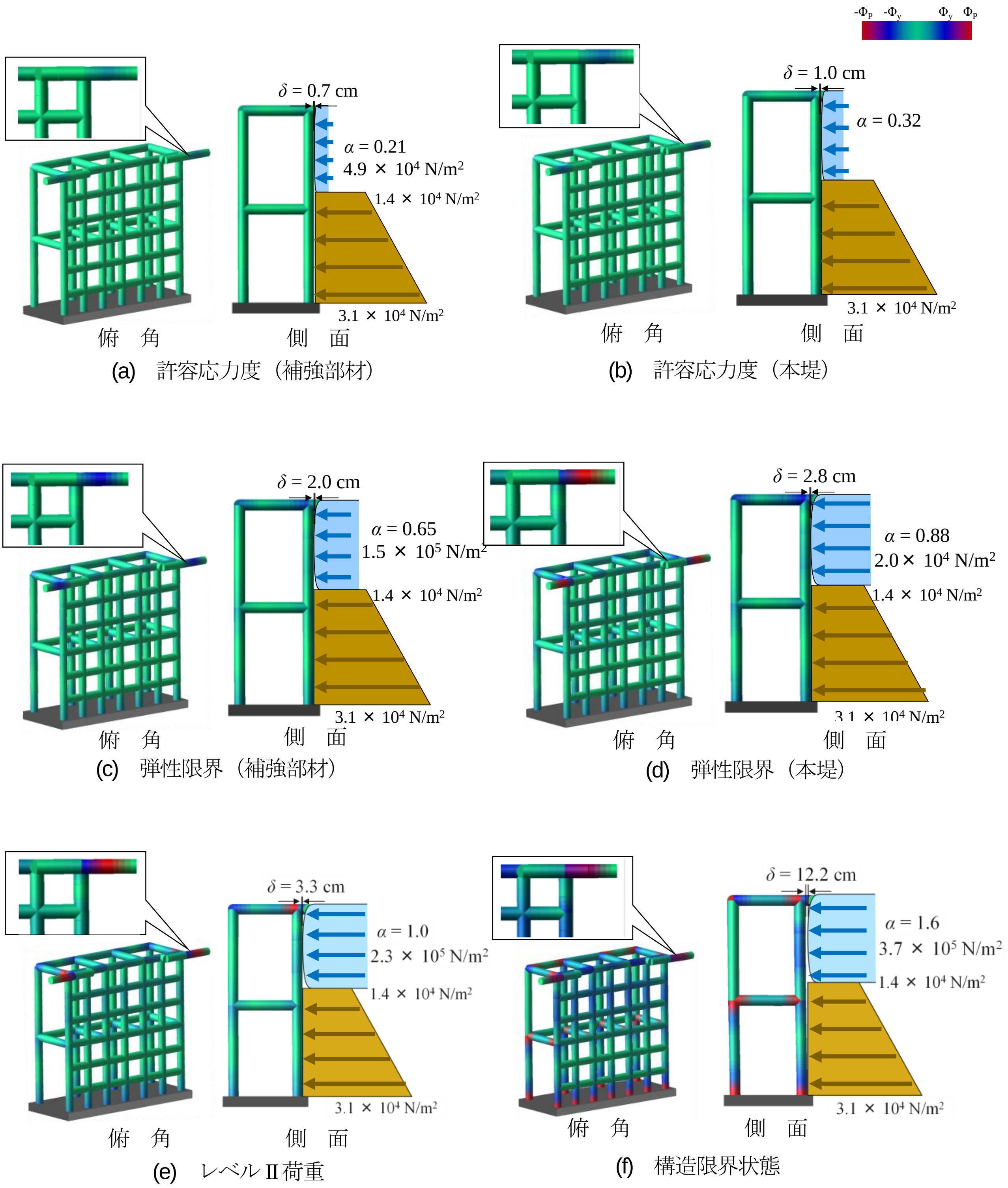


図-6.23　補強解析モデルの構造応答

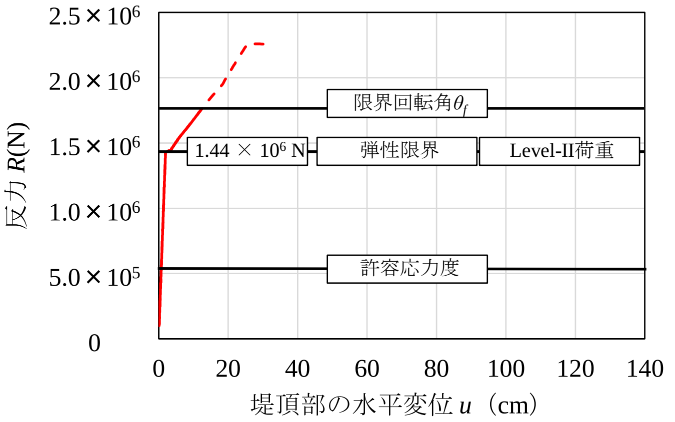


図-6.24　反力～堤頂部の水平変位関係（肩部補強）

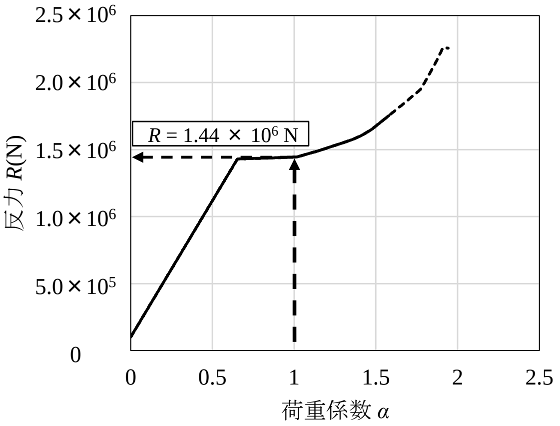


図-6.25　反力～荷重係数関係

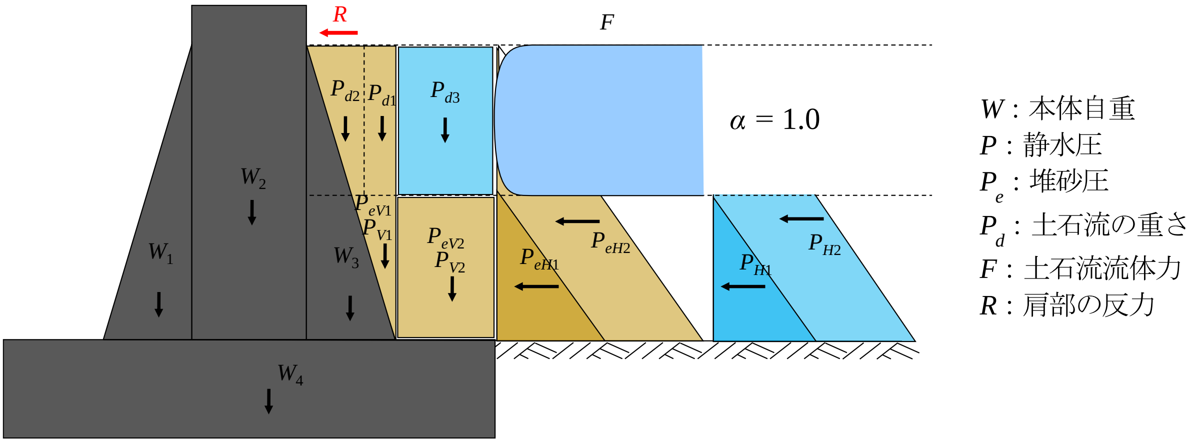


図-6.26　コンクリート部に作用する荷重図

6.4.4　側方のコンクリート部の安定性照査

図-6.24 に，反力～堤頂部の水平変位関係を示す．この反力とは，隣接するコンクリート部に作用する片側分に補強部材の反力である．当初，反力は弾性応答では線形的に上がっていくが，弾性限界を超えると増加の傾きが緩くなる．その直後に，レベル II 荷重（$\alpha = 1.0$）となり，その反力は 1.44×10^6 N である．これは，作用外力の 24 %を補強部材が分担していることになる．

図-6.25 に，反力～荷重係数関係を示す．補強部材の弾性限界である荷重係数 $\alpha = 0.65$ までは線形的に増加していく．しかし，補強部材が弾性限界に到達してから 1 段目つなぎ材が弾性限界に達するまで一定となる．これは，コンクリート部の反力に加え，本堤自体の抵抗によるものである．また，1 段目つなぎ材が弾性限界到達後，非線形で増加していく．これは，本堤および補強部材が塑性化したことが原因である．

以上のことから，レベル II 荷重時の反力を加えた荷重に対してコンクリート部の安定条件を満足する必要がある．以下にその照査要領および結果を示す．

レベル II 設計における安定性照査は，レベル I 設計のものよりも大きな限界値を用いることが提案されている [4),5)]．本章では，転倒および滑動の安定性照査の限界値はこれらの限界値を用いる．すなわち，転倒の安定性照査では，図-6.26 に示すコンクリート部に作用する荷重から，図-6.21(b)の下流先端底面回りの抵抗モーメントが外力による転倒モーメントを上回っていることの照査を行う．

表-6.2　レベルII荷重における荷重およびモーメント

設計荷重	記号	鉛直力 V (N/m)	水平力 H (N/m)	アーム長 L (m)	モーメント M (N・m/m)
本体自重	W_1	2.74×10^5		9.7	2.65×10^6
	W_2	8.05×10^5		7.0	5.64×10^6
	W_3	2.74×10^5		4.4	1.19×10^6
	W_4	9.48×10^5		7.0	6.63×10^6
静水圧	P_{V1}	4.41×10^4		3.1	1.35×10^5
	P_{V2}	1.50×10^5		1.3	1.91×10^5
	P_{H1}		1.47×10^5	4.7	6.86×10^5
	P_{H2}		2.35×10^5	5.5	1.29×10^6
堆砂圧	P_{eV1}	3.09×10^4		3.1	9.42×10^4
	P_{eV2}	1.05×10^5		1.3	1.34×10^5
	P_{eH1}		8.61×10^4	4.7	4.02×10^5
	P_{eH2}		1.38×10^5	5.5	7.57×10^5
土石流の重さ	P_{d1}	1.21×10^5		3.3	4.00×10^5
	P_{d2}	4.85×10^4		4.5	2.16×10^5
	P_{d3}	1.03×10^5		1.3	1.31×10^5
土石流流体力	F		9.26×10^5	10	9.26×10^6
肩部の反力	R		1.52×10^5	11.8	1.79×10^6
合計		2.90×10^6	1.68×10^6		3.16×10^7

$$M_S = \frac{M_r}{M_0} > 1.0 \tag{6.4}$$

ここで，F_s：転倒条件による安全率，M_0：単位幅あたりの断面に作用する外力による転倒モーメント，M_r：単位幅あたりの断面の自重等による抵抗モーメントである．

次に，滑動のレベルIの安全係数を1.0に下げた次式で行われる．

$$F_S = \frac{\mu\sum V}{\sum H} > 1.0 \tag{6.5}$$

ここで，F_s：滑動条件による安全率，μ：摩擦係数，ΣH：単位幅あたりの断面に作用する水平力である．

(a)　補強部材なしの場合

表-6.2 に，レベル II 荷重における荷重およびモーメントを示す．まず，転倒を照査する式は，式(6.4)に表-6.2 の値を代入すると次式となる．

$$M_{S0} = \frac{M_r}{M_0} = \frac{1.74\times10^7}{1.24\times10^7} = 1.40 \tag{6.6}$$

となり，$1.0 < M_{S0}$であることからレベルII設計における条件を満足する．

次に，滑動について照査する式は，式(6.5)に表-6.2 の値を代入すると次式となる．

$$F_{S0} = \frac{\mu\cdot\Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0.6\times2.90\times10^6}{1.53\times10^6} = 1.14 \tag{6.7}$$

となり，$1.0 < F_{S0}$であることからレベルII設計における条件を満足する．

以上のことから，コンクリート部の安定性はレベルII設計の条件を満足する．

(b)　補強部材ありの場合

補強部材を取り付けることによりコンクリート部は補強部材の反力が作用する．本章では，単位有効幅当たりの荷重により安定性について照査する．図-6.25 に示す反力～荷重係数関係から，レベル II 荷重である荷重係数 α = 1.0 の時，片側のコンクリート部に作用する反力は 1.44 ×10[6] N であり，単位幅当たりの荷重は 15.2 ×10[5] N/m となる．

次に，転倒を照査する式は，式(6.4)に表-6.2 の値を代入すると次式となる．

$$M_{SR}=\frac{M_r}{M_0}=\frac{1.74\times10^7}{1.42\times10^7}=1.23 \tag{6.8}$$

となり，1.0 ＜ M_{SR} であることからレベル II 設計における条件を満足する．

次に，滑動について照査する式は，式(6.5)に表-6.2 の値を代入すると次式となる．

$$F_{SR}=\frac{\mu\cdot\Sigma V}{\Sigma H}=\frac{0.6\times2.90\times10^6}{1.68\times10^6}=1.03 \tag{6.9}$$

となり，$1.0<F_{SR}$ であることからレベル II 設計における条件を満足する．

以上のことから，補強部材を取り付けた際のコンクリート部の安定性はレベル II 設計の条件を満足する．

よって，レベル II 荷重を考慮した既存構造物の対策として補強部材を取り付ける対策が可能である．

6.5　結　論

本章では，透過型に設計荷重をレベル II 荷重とする設計法が導入された場合，構造不適格と判断される既存構造物の対策法を提案し，その有効性について検討したものである．具体的には，既存構造物の上流側に上流置減勢工を設置する方法と透過型の両翼にあるコンクリート堰堤に補強部材を取り付ける方法について検討した．得られた成果を要約すると，以下のようになる．

1)　第５章で提案したレベル II 設計において，既存構造物において設計条件を満足しない構造物が存在し得ることを確認した．
2)　第３章での研究を基に，上流置減勢工を設置する場合の土石流流体力を低減する荷重の与え方を提案した．そのうえで，構造不適格と評価される構造物の限界状態がレベル II 荷重を超え，かつレベル II 照査を満足することが可能であることを確認した．
3)　対策法の第 2 案として，補強部材を取り付けることにより，構造物の耐力は顕著に向上し，本検討例ではレベル II 限界の耐力が補強前の 1.6 倍となった．
4)　補強部材分担する反力は，最大耐力に対して 20 %分となる．この際，肩部の反力は隣接するコンクリート部に伝播されるため，その安定性照査が求められることを示し，転倒および滑動に対する安全性照査手順について，先行研究で提案された限界状態の考え方に基づく方法を示した．
5)　レベル II 荷重を低減する方策や構造補強策は，本章の提案に限らず多様なものが考えられる．よって，より経済的かつ施工性に優れた方策の研究が求められる．

第７章　結　論

7.1　緒　言

本研究は，レベル II 設計荷重と照査法に関する基礎的な提案およびその検討を行ったものである．すなわち，実際の損壊事例を対象として透過型に作用する土石流荷重についてモデル実験により検討した．これを踏まえて，動的荷重モデルを提案し，実験における限界状態超過判定への適合性を確認した．

続いて，既往の研究からレベル II 設計における流量を設定する手法を提案し，前述の動的荷重モデルに加えて，等価な静的荷重モデルの実スケールでの適用性について確認した．そのうえで，部材の塑性回転角の限界状態を前提とする安定性照査法について一案を示した．また，提案するレベル II 設計において既存不適格となる透過型の対策について検討した．

本章では，各章で得られた成果を総括し，今後の課題について述べる．

7.2　本研究成果

(1)　第１章

第１章では，近年，土石流の生活地域への侵入を防ぐための砂防堰堤における被災事例について整理し，透過型の設計法の現状を通して，今後の設計法の動向について述べた．また，既往の研究を整理し，本研究の目的と本論文の構成について述べた．

(2)　第２章

第２章では，近年の被災事例をもとに堰堤前面に傾斜を与えることで土石流の衝突荷重に及ぼす影響について検討したものである．その際，堰堤前面の傾斜角を変えた 4 種類の堰堤モデルを使用して，礫のみおよび流木混じり土石流を衝突させた．その成果は以下のようになる．

a)　礫のみの土石流に対して，前面傾斜角 $\theta_{fs}=30°$の最大衝撃荷重は前面傾斜角 $\theta_{fs}=0°$の場合に比べ，約 30％低減することが分かった．一方，流木混じり土石流に対しても，前面傾斜角 $\theta_{fs}=30°$の最大衝撃荷重は前面傾斜角 0°の場合に比べ約 20％低減した．

b)　考察される低減メカニズムは，堰堤前面に傾斜があることによって礫や流木の衝突面に接する量が，直立堰堤に比べて少なくなること，また衝突する接触面に時間的な遅れが出ることなどが起因しているものと考えられる．

c)　衝突が終了し静止した堆砂礫荷重においても，前面傾斜角が大きくなることで小さくなることが分かった．

d)　実験データを整理して，最大衝撃荷重および堆砂礫荷重をそれぞれ礫のみおよび流木混じりの場合について，それぞれ堰堤前面傾斜角の線形回帰式として提案することができた．

(3)　第３章

第３章では，第２章から考察された低減メカニズムから，先行停止礫群による後続礫の制動効果について作為するために砂防堰堤の上流側に上流置減勢工を設置し，上流置減勢工の高さおよび堰堤からの離隔距離をパラメータとした実験を行った．その成果は以下のようになる．

a)　上流置減勢工を設置することで，土石流の衝撃荷重の最大値は小さくなり，かつ，減勢工による低減の

影響を受けて，静止状態での堰堤に対する堆砂礫荷重も小さくなる．

b) 上流置減勢工は高いほど荷重低減効果が大きい．前面傾斜角 $\theta_{fs} = 0$ °では，上流置減勢工の高さを最大巨礫径の 3 倍とすると，礫のみでは，上流置減勢工を設置する前より 20 %ほど低下し，流木が混在する場合には 40 %低下することがわかった．

c) 上流置減勢工と堰堤前面との離隔距離は最大礫径の 1.0 倍の場合の方が低減効果は大きいことがわかった．

d) 低減効果が現れるのは，上流置減勢工によって堰堤より少し離れたところから作られる停止礫塊の効果であり，停止礫塊との摩擦距離を大きくすることによって堰堤前面での衝突速度を小さくする効果が生ずるためである．

e) 堰堤前面に上流置減勢工を設置することにより，既存の砂防構造物の補強法としての荷重低減効果が見込まれる．これは，想定した設計荷重が新たに変更されたとしても既存構造物を建て替えずに，前面減勢工を設置することで対応できることが考えられる．

(4) 第４章

第４章では，転倒安定性を対象とした土石流衝突実験を基に，その限界付近における土石流荷重を動的な荷重分布モデルの観点から検討したものである．本研究の成果をまとめると，以下のようになる．

a) 転倒限界を確認できる実験装置を創作して，転倒限界および堰堤高さ方向の土石流荷重を計測した．なお，計測された転倒限界付近における抵抗モーメントと土石流荷重による作用モーメントは一致しており，その計測精度を確認できた．

b) 土石流衝突による荷重分布の時刻歴ごとの変化は，土石流流体力および堆砂礫荷重を組み合わせた現行設計の荷重分布と同傾向で，上部は土石流流体力，その下部には堆砂礫荷重を有するものである．そして，礫の堆積深の増加に伴って堰堤高さ方向に拡大する．

c) 観測された動的荷重分布を簡略した動的荷重モデルを提案した．その際，既往研究の知見のみで構成できる model-A と実験の知見を加えて修正した model-B を提案し，実測された総荷重や総作用モーメントの時刻歴の整合性を示した．

d) 動的解析により，実験における転倒応答の再現性を確認した．動的荷重モデルの実験再現性を，最大浮き上がり量～重錘質量関係の視点で確認した．その結果，超過モーメント積が最大浮き上がり量の支配要因となる．さらに，model-A および model-B の転倒安定性判定の正確さにおいて，model-B の方がやや優れることを示した．

e) 動的な土石流荷重モデルの部材の曲げモーメントへの影響についての概略比較を行ったところ，転倒安定性が確保される条件下では，model-A と model-B の構造部材に与える負荷は model-B の方が大きい．

(5) 第５章

第５章では，透過型のレベル II 設計荷重モデルについて先行の実験研究を参考にして，現行設計の荷重モデルとの整合性を鑑みながら検討したものである．得られた結果は，次のようになる．

a) 石川（芳）の研究を基に，レベル II の土石流荷重設定を非超過確率を前提に設定する方法を提案し，99 %非超過確率値を仮定して検討を行った．

b) 設計荷重モデルには，構造応答を動的に解析するための Model-I とプッシュオーバー弾塑性解析するため Model-II と Model-III を提案し，検討対象とした．これらを，一つの典型的な構造モデルに作用させ，数値解析により，各設計荷重モデルの特徴と妥当性について評価した．

c) Model-I による検討では，構造応答には，振動を生起するような動的効果は小さく，かつ部材に生起する塑性回転角は，回転角限界値の 1/20（1/30）程度で充分な安全余裕度があるものと評価されることがわか

った．

d)　Model-IIによる評価は，設計荷重状態において，Model-Iとほぼ同じ部材に破壊限界により，小さな塑性回転角が生じ，その比は1/20（1/30）程度である．

e)　Model-Iは，動的解析による計算負荷が大きい反面，実荷重に近いので，構造形状の多様性に対する追髄能力が高い．一方，Model-IIは，プッシュオーバー弾塑性解析であるので，計算負担が相対的に小さく，レベル I 設計との親和性も高いが，構造形状が大きく変化した際に，実現象と異なる評価を与える可能性がある．

(6)　第６章

第６章は，透過型に設計荷重をレベル II 荷重とする設計法が導入された場合，構造不適格と判断される既存構造物の対策法を提案し，その有効性について検討したものである．具体的には，既存構造物の上流側に上流置減勢工を設置する方法と透過型の両翼にあるコンクリート堰堤に補強部材を取り付ける方法について検討した．得られた成果を要約すると，以下のようになる．

a)　第５章で提案したレベル II 設計において，既存構造物において設計条件を満足しない構造物が存在し得ることを確認した．

b)　第３章での研究を基に，上流置減勢工を設置する場合の土石流流体力を低減する荷重の与え方を提案した．そのうえで，構造不適格と評価される構造物の限界状態がレベル II 荷重を超えかつレベル II 照査を満足することが可能であることを確認した．

c)　対策法の第 2 案として，補強部材を取り付けることにより，構造物の耐力は顕著に向上し，本検討例ではレベル II 限界の耐力が補強前の1.6倍となった．

d)　補強部材分担する反力は，最大耐力に対して 20 %分となる．この際，肩部の反力は隣接するコンクリート部に伝播されるため，その安定性照査が求められることを示し，転倒および滑動に対する安全性照査手順について，先行研究で提案された限界状態の考え方に基づく方法を示した．

7.3　今後の課題

(1)　透過型砂防堰堤に作用する土石流荷重に及ぼす堰堤前面傾斜角の影響に関する実験

砂防堰堤の前面傾斜角の増大による衝撃荷重の低減に寄与する捕捉時の衝突形状と制動メカニズムについて個別要素法などにより解析的に検証する必要がある．

(2)　透過型砂防堰堤における土石流衝撃荷重低減構造に関する実験

砂防堰堤の上流側に上流置減勢工を設置した際の土石流衝突荷重の低減メカニズムを解析的に検討し，先行停止礫群が後続礫に及ぼす影響について，個別要素法等により検証する必要がある．その際，減勢工の形状や設置位置等の最適値の検討が望まれる．

(3)　限界状態の定義について

レベル II 設計における構造物の限界定義については，本研究では最も保守的な安全性評価に基づいて，部材の塑性回転角を使用した．しかし，砂防構造物に対する社会的要求や実証可能性の視点など複眼的に議論し，決定する必要がある．その際，現行設計との連続性などについてコードキャリブレーションを行う必要がある．

(4)　レベルⅡ設計荷重強度の設定について

砂防堰堤の設計における流量設定は，発生頻度の背景を与えるために本研究では石川（芳）の研究成果を引用したが，本来は降雨量に関する発生頻度を根拠として，堰堤建設地における到達流水量と運搬される土砂の流量を求める手法を背景とすべきであり，この点についての検討が必要である．

(5)　レベルⅡ設計荷重モデルの適用性

Model-I は，動的解析による計算負荷が大きい反面，実荷重に近いので，構造形状の多様性に対する追髄能力が高い．一方，Model-II は，プッシュオーバー弾塑性解析であるので，計算負担が相対的に小さく，レベル I 設計との親和性も高い．しかし，構造形状が大きく変化した際に，実現象と異なる評価を与える可能性がある．このような特性を踏まえて，構造物の重要性に応じて適用分類するなどの方策について検討することが望まれる．

(6)　既存不適格となる鋼製透過型砂防堰堤への対策

既存不適格構造物の対策法には，多様な方策が考えられる．よって，技術提案の研究を促すとともに，性能設計体系による評価方式の導入についての検討が望まれる．

謝　辞

本論文は，防衛大学校システム工学群建設環境工学科　香月智教授のご指導の下，まとめられたものです．香月教授には大変お世話になりました．特に，他学科からの移行であったため香月教授から学ぶことは新鮮であり，工学的思考や問題点に対する分析の重要性など熱心かつ丁寧なご指導を頂きました．また，日常の会話では，香月先生のお話は非常に幅広く，新たな発見と自己啓発の根源として研究に邁進することができ，有意義なものでありました．香月教授には，甚大なる謝意を表します．

防衛大学校システム工学群建設環境工学科　堀口俊行准教授には，日々の研究の指導をして頂き，理解が不十分なところ，悩んでいることに対して丁寧なご指導や激励の言葉をかけて頂きました．また，日々の研究および学生指導に対する熱心な姿勢には敬意を表するとともに，これを目標として研究に望むことができ，深く感謝いたします．

筑波大学　生命環境系　内田太郎教授には，本論文をまとめるうえで貴重なご指導，ご助言を頂きました．また，防衛大学校システム工学群建設環境工学科 別府万寿博教授には，学位論文における構成や一貫性などについてご指導，ご助言を頂きました．同 八木宏教授には，水理学の基礎や実験における考え方についてご指導，ご助言を頂きました．各先生方にはお忙しい中，副査を引き受けて頂きましたことを，深く感謝いたします．

石川信隆　防衛大学校名誉教授には，研究や論文作成におけるご助言を頂きましたことを心より感謝しております．

陸上幕僚監部防衛部防衛課開発室技術管理係　山下 2 佐には，研究に対するご助言や激励のお言葉とご助言を頂きました．当時陸上幕僚監部防衛部防衛課開発室技術管理係　澁谷 2 佐には，同じ研究室出身であり，激励のお言葉とご助言を頂きました．

防衛大学校システム工学群建設環境工学科　藤掛一典教授には，研究を進める上で激励の言葉を頂きました．同　黒田一郎教授には，様々な審査のための調整をして頂きました．同　宮田喜壽教授には，研究に向かう姿勢についてご助言，ご指導の言葉を頂きました．同　篠田昌弘教授には，発表の準備に関するご助言，激励の言葉などいただきました．同　市野宏嘉准教授には，様々な運営業務等に関するご指導，ご助言を頂きました．同　野々山栄人准教授は，研究のみならず研究室の運営業務等に関するご助言を頂きました．同　山本阿子助教には，激励の言葉などを頂きました．心より感謝申し上げます．

防衛大学校理工学研究科後期課程　嶋川理氏，防衛大学校理工学研究科前期課程　渡邉大貴，同　小泉香那子氏には，実験の支援および研究室の雑務に協力して頂きました．ここに謝意を表します．

当時防衛大学校本科　大部柾人氏（本科 62 期），小林耀氏（本科 62 期），瀬井巧平氏（本科 62 期），齋藤和樹氏（本科 63 期），宮原邑太氏（本科 63 期），竜川太志氏（本科 65 期）には，実験やデータ整理に多くのご支援を頂きました．感謝いたします．

防衛大学校システム工学群建設環境工学科　技術員　高橋峰雄氏には，実験装置の作成においてご協力，ご助言を頂きました．ここに感謝の意を表します．

水落信恵女史には，諸業務を快くお引き受けいただくとともに，また常に温かい励ましのお言葉を頂きました．誠にありがとうございました．

最後に，他学科出身の私を温かく受け入れてくださった防衛大学校建設環境工学科の皆様に心より感謝の意を表します．

令和 4 年 3 月

参考文献

第１章

1) 国土交通省砂防部：令和２年の土砂災害, https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/r2dosha/r2doshasaigai.pdf, 2021
2) 海堀正博，長谷川祐治，山下祐一，崎田博史，中井真司，桑田志保，平松晋也，地頭薗隆，井良沢道也，清水収，今泉文寿，中谷加奈，柏原佳明，加藤誠章，鳥田英司，平川泰之，吉永子規，田中健路，林拙郎：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol. 71，No.4，pp. 49-60，2018.
3) 国土交通省：台風第 16 号による土砂災害発生状況，2016.
4) 国土交通省：平成 29 年 7 月九州北部豪雨による災害，2017.
5) 国土交通省砂防部：都道府県別土砂災害危険箇所，https://www.mlit.go.jp/common/001286018.pdf，2002.
6) 国土交通省砂防部：土砂災害危険箇所の整備状況，https://www.mlit.go.jp/river/sabo/taisaku_syojoho/kikenkasyo_seibijokyo.pdf，2009.
7) 平松晋也，福山泰治郎，山田孝，逢坂興宏，中谷加奈，松本直樹，藤村直樹，加藤誠章，島田徹，久保毅，松尾新二朗，西尾陽介，吉野弘祐：平成 26 年 7 月 9 日長野県南木曽町で発生した土石流災害，砂防学会誌，Vol.67，No.3，pp.38-48，2014.
8) 萬徳昌昭：南木曽町梨子沢で発生した土石流災害，SABO vol. 16，2014.
9) 山本遼哉，豊田政史：2014 年 7 月に長野県南木曽町で発生した土石流の解析的検討，土木学会論文集 F6（安全問題），Vol. 72，No. 2，I_139-I_144，2016.
10) 新潟県土木部砂防課：根知川第 10 砂防堰堤対策検討会，現地偵察資料，2018.
11) 建設省河川局砂防課：土石流対策技術指針（案），2000.
12) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 13 年版，2001.
13) 高橋保：土石流の流れ学，ながれ 3，pp. 307-317，1984.
14) 諏訪浩，澤田豊明，新井宗之，高橋保，水山高久：粘性土石流の発生，流動，堆積のメカニズムと対策，京都大学防災研究所年報第 40 号 A，pp. 159-166，1997.
15) 江頭進治：土石流の停止・堆積のメカニズム（1），新砂防，Vol. 46，No. 1（186），pp. 45-49，1993.
16) 今泉文寿，土屋智，友野誠：山地源流域における土石流の発生・流下特性，水利科学，No. 318，pp. 111-126，2011
17) 欧国強，小橋澄治，水山高久：土石流の発達過程に関する研究，新砂防，Vol. 46，No. 3（188），pp. 1-20，1993.
18) 水山高久：土石流から掃流に変化する勾配での流砂量，新砂防，Vol. 116，pp. 1-6，1980.
19) 諏訪浩，奥田節夫：土石流先端における巨礫の運動および先端形状について，京都大学防災研究所年報第 16 号 B，pp. 425-432，1973.
20) 中島皇：土石流先端部の運動に関する実験的研究，新砂防，Vol. 39，No. 2(145)，pp. 15-22，1986.
21) 松村健太郎，堀口俊行，香月智：直線水路実験と回転円筒実験における礫分級現象の比較，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 928-940，2020.
22) 岩田知之，堀田紀文，鈴木拓郎：混合粒径土石流における分級現象が流動特性に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol. 66，No. 3，pp. 13-23，2013.
23) 高橋保：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報，B-2，pp. 1-31，1977.
24) 和田孝志，古谷智彦，中谷加奈，水山高久，里深好文：土石流先頭部における大粒子集積に影響を及ぼす要素に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol. 67，No. 6，pp. 56-63，2015.

25) 山野邦明，大同淳之：二粒径からなる混合粒径粒子流の流動機構，土木学会論文集，第 357 語，II-3，pp. 25-34，1985.
26) 石川信隆，井川隆太，別府万寿博，長谷川祐治，水山高久：土石流段波モデルの可視化と荷重・変位計計測実験，第 9 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム論文集，2008.
27) 内田太郎，曽我部匡敏，寺田秀樹，近藤浩一，小山内信智，吉川修一，角田信康：衝突時に崩壊土砂が構造物に作用する荷重に関する実験：構造物の変位が荷重に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol. 59，No. 1，pp. 3-12，1998.
28) 山本彰，山本修一，鳥井原誠，平間邦興：砂防ダムに作用する土石流の衝撃力に関する研究，砂防学会誌，Vol. 51，No. 2，pp. 22-30，1998.
29) 三好岩生，鈴木雅一：土石流の衝撃力に関する実験的研究，新砂防，Vol. 43，No. 2（169），pp. 11-19，1990.
30) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，新砂防，Vol. 112，1979.
31) 江頭進治，芦田和男，矢島啓，高濱淳一郎：土石流の構成則に関する研究，京都大学防災研究所年報第 32 号 B-2，pp. 487-501，1989.
32) 平川泰之，武石久佳，船越和也，江口秀典：阿蘇カルデラにおける平成 28 年熊本地震とその後の降雨による移動土砂量の把握，砂防学会誌，Vol. 72，No. 2，pp. 14-24，2019.
33) 武澤永純，内田太郎，鈴木隆司，田村圭司：鹿児島県船石川で発生した深層崩壊に起因する土石流の推定，砂防学会誌，Vol. 62，No. 2，pp. 21-28，2009.
34) 嶋丈示：鋼製透過型砂防えん堤の種類と構図上の特徴，SABO Vol. 91，2007.
35) 澁谷一，香月智，國領ひろし，大隈久，石川信隆：透過型砂防えん堤に作用する流木混じり土石流荷重に関する実験，砂防学会誌，Vol. 65，No. 1，pp. 54-61，2012.
36) 立石龍平，堀口俊行，石川信隆，水山高久，園田佳巨：鋼製透過型砂防堰堤の流木樹根と後続土砂の捕捉に関する実験的検討，砂防学会誌，Vol. 7，No. 2，pp. 11-18，2017.
37) 堀口俊行，合田明弘，嶋川理，山田正：透過型砂防堰堤に作用する流木混じり土石流荷重の検討，応用力学論文集 A2，Vol. 76，No. 2，I_325-I_336，2020.
38) 澁谷一，原木大輔，香月智：透過型砂防えん堤の流木混じり土石流の捕捉性能に関する実験的研究，砂防学会誌，Vol. 62，No. 1，pp. 66-73，2009.
39) 立石龍平，堀口俊行，香月智：回転円筒実験における流木混じり土石流の段波形成に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 61A，pp. 926-934，2015.
40) 嶋丈示，吉田圭佐，川上誠博，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉における礫および部材間隔に関する考察，砂防学会誌，Vol. 67，No. 5，pp. 3-11，2015.
41) 池田暁彦：渓流調査の目的と土石流の実態調査，砂防学会誌，Vol. 73，No. 2，pp. 61-65，2020.
42) 別府万寿博，井上隆太，石川信隆，長谷川祐治，水山高久：修正 MPS による土石流段波モデルのシミュレーション解析，砂防学会誌，Vol. 63，No. 6，pp. 32-42，2011.
43) 別府万寿博，石川信隆，園田佳巨，長谷川祐治，水山高久：粒子法による土石流モデルの流速解析，平成 22 年度砂防学会研究発表会，O3-25，2010.
44) 水山高久，下東久巳，中西宏，松村和樹：鋼管製透過型砂防ダムに対する土石流荷重に関する実験的研究，新砂防，Vol. 37，No. 5(136)，pp. 30-34，1985.
45) Hübl, J., Nagl, G., Suda, J. and Rudolf-miklau, F.: Standardized Stress Model for Design of Torrential Barrier under Impact by Debris Flow (According Australian Standard Regulation 24801), International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 10, No. 1, pp.47-55，2017.

46) 池谷浩：土石流の分類，土木技術資料 20(3)，pp. 44-49，1978.
47) Adrian Gygax : Debris barrier design using energy-balance techniques, 39 th IABSE Symposium-Engineering the future, pp. 1-8，2017.
48) 大同淳之，吉栖雅人，中嶋健太：土石流による衝撃力，水工学論文集，第 38 巻，pp. 557-562，1994.
49) 大同淳之：土石流が構造物に作用する衝撃力，昭和 60 年度砂防学会研究会発表会概要集，pp. 104-107, 1985.
50) 大同淳之：砂防ダムに作用する土石流の衝撃力，昭和 63 年度砂防学会研究会発表会概要集，pp. 275-276, 1988.
51) 大同淳之：固体に作用する水面衝撃力，第 23 回水理講演会論文集，pp. 289-294，1979.
52) 土木学会構造工学委員会：土木構造物荷重指針作成に向けて―枠組みとガイドライン―，構造設計国際標準研究小委員会，荷重 WG 報告書，2000.
53) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2012.
54) 財団法人砂防･地すべり技術センター，鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，エッセイエブロ，2010.
55) 国土交通省水理管理・保全局：河川砂防技術基準，1997.
56) 国土交通省砂防部国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木体対策設計技術指針及び同解説, 2007.
57) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物研究会：鋼製砂防構造物設計便覧昭和 60 年版, 1985.
58) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧令和 3 年版, 2021.
59) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 5 年版, 1993.
60) 高橋保：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研年報，京都大学防災研究所年報第 20 号 B-2，pp. 405-435，1975.
61) 水山高久，上原信司：土石流の水深と流速の観測結果の検討，新砂防，Vol. 37，No. 4，pp. 23-26，1985.
62) 欧国強，小橋澄治，水山高久：土石流ピーク流量の推定，新砂防，Vol. 44，No. 4（177），pp. 24-29，1991.
63) 池田暁彦，水山高久，桜井亘，内田太郎，水野秀明：土石流ピーク流量の特性に関する考察，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 112-113，2018.
64) 池田暁彦：渓流調査の目的と土石流の実態調査，砂防学会誌，Vol. 73，No. 2，pp.61-65，2020.
65) 芦田和男，高橋保，沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出，京都大学防災研究所年報第 19 号 B-2, pp. 345-360，1976.
66) 国土交通省砂防部，国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計指針及び同解説，2007.
67) 水山高久，松村和樹：砂防ダムの安定性，新砂防，Vol. 41，No. 2（157），pp. 26-30，1988.
68) 下東久巳，水山高久：砂防ダム基礎の浸透破壊について，新砂防，Vol. 5（148），pp. 12-17，1987.
69) 松澤遼，嶋丈示，武田一平，石川信隆，水山高久：礫衝突に対するコンクリート砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析，砂防学会誌，Vol. 69，No. 5，pp. 59-65，2017.
70) 下田義文，水山高久，石川信隆，古川浩平：巨礫を受けるコンクリート製砂防ダム袖部の衝撃実験と被災例シミュレーション，土木学会論文集，No. 450，I-20，pp. 131-140，1992.
71) 財団法人砂防･地すべり技術センター：砂防ソイルセメント施工便覧，2016.
72) 嶋丈示，堀口俊行，黒田一郎，小布施栄：重錘落下実験による砂防ソイルセメントの耐衝撃性における実験的検討，砂防学会誌，Vol. 74，No. 1，pp. 15-22，2021.

73) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，水山高久，安部宗平：鋼製透過型砂防構造物の弾塑性衝撃応答解析と対症撃設計法，土木学会論文集，No. 549，I-37，pp. 159-173，1996.
74) Ellinas, C. P., Wallker, A. C.: Damage on Offshore Tubular Members, PRADS Tokyo, 1983.
75) 水山高久，鈴木浩之：鋼管の衝撃による変形と破壊，新砂防，Vol. 41，No. 4（159），1988.
76) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，安部宗平：局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位，土木学会論文集，No.513，I-31，pp. 101-115，1996.
77) 石川信隆，嶋丈示，堀口俊行，石川芳治：大規模土石流(レベル II 荷重)の検討の必要性と設定方法に関する一考察，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 53-54，2018.
78) 石川信隆，飯塚幸司，嶋丈示，香月智，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の性能設計に関する一提案，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，B-204-B-205，2016.
79) 鋼構造委員会鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性上と耐震設計法，土木学会論文集，No. 489，pp. 1-16，1994.
80) 香月智：構造設計の国際標準化と性能設計法（その 1 国際標準化の動き），砂防学会誌，Vol. 52，No. 4，pp. 60-63，1999.
81) 香月智：構造設計の国際標準化と性能設計法（その 2 性能設計法の概要），砂防学会誌，Vol. 52，No. 5，pp. 57-64，2000.
82) 溝口郁夫：鋼製透過型ダムの構造設計とその性能評価，砂防学会誌，Vol. 53，No. 2，pp. 70-75，2000.
83) 嶋丈示，松澤遼，山口聖勝，武田一平，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析，砂防学会誌，Vol. 70，No. 1，pp.54-59，2017.
84) 嶋丈示，國領ひろし，園田佳巨，石川信隆：鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシー，ロバストネス，レジリエンスの定量的評価に関する一考察，2021 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 197-198，2021.
85) 片出亮，香月智，嶋丈示：鋼製砂防堰堤のリダンダンシー向上手法に関する一提案，砂防学会誌，Vol. 62，No. 6，pp. 3-14，2010.
86) 國領ひろし，嶋丈示，園田佳巨，石川信隆：鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査に関する一提案考察，2021 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 225-226，2021.
87) 石川芳治ら：大規模外力に対してレジエントな砂防施設の設計手法の開発，国土交通省，https://www.mlit.go.jp/river/sabo/sabokadai/pdf/h29_sabo_report1. pdf，2019.
88) 石川芳治：流域面積，降雨量，地質が土石流の流出土砂量・ピーク流量に与える影響と確率的手法を用いた流出土砂量・ピーク流量の推定法，砂防学会誌，Vol. 73，No. 5，pp.15-26，2021.
89) 土木学会：性能設計における土木構造物に対する作用の指針，構造工学シリーズ 18，2008.

第２章

1) 嶋丈示：鋼製透過型砂防えん堤の種類と構造上の特徴，SABO，Vol. 91，2007.
2) 溝口郁夫：鋼製透過型ダムの構造設計とその性能評価，砂防学会誌，Vol. 53，No. 2，pp. 70-75，2000.
3) 大村佳正，大隅久，筒井智照，岩渕佳史：伊豆大島に於ける鋼製透過型砂防堰堤の施設効果事例について，平成 26 年度砂防学会研究発表会講演集，B 416-B 417，2014.
4) 石川芳治，池田暁彦，柏原佳明，牛山素行，林真一郎，森田耕司，飛岡啓之，小野寺智久，宮田直樹，西尾陽介，小川洋，鈴木崇，岩佐直人，青木規，池田武穂：2011 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，Vol. 66，No. 5，pp. 61-72，2014.
5) 末次忠司：推理被害を助長する土砂・流木の影響，水利科学，No. 365，2019.

6) 国土交通省砂防部：砂防施設の効果事例，http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/koukajirei.pdf，2018.
7) 筒井智照，大村佳正：土石流・流木対策として活躍する鋼製透過型砂防堰堤，建設機械施工，Vol. 66，No. 9，2014.
8) 萬徳昌昭：南木曽町梨子沢で発生した土石流災害，SABO，Vol. 116，2014.
9) 新潟県土木部砂防課：根知川第 10 砂防堰堤対策検討会，現地偵察資料，2018.
10) 海堀正博，長谷川祐治，山下祐一，崎田博史，中井真司，桑田志保，平松晋也，地頭薗隆，井良沢道也，清水収，今泉文寿，中谷加奈，柏原佳明，加藤誠章，鳥田英司，平川泰之，吉永子規，田中健路，林拙郎：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol. 71，No. 4，pp.49-60，2018.
11) 平松晋也，福山泰治郎，山田孝，逢坂興宏，中谷加奈，松本直樹，藤村直樹，加藤誠章，島田徹，久保毅，松尾新二朗，西尾陽介，吉野弘祐：平成 26 年 7 月 9 日長野県南木曽町で発生した土石流災害，砂防学会誌，Vol. 67，No. 3，pp. 38-48，2014.
12) 足立昭平：人工粗度の実験的研究，土木学会論文集 104 号，pp. 33-44，1964.
13) 山田孝，土井康弘：不透過型砂防ダムの流木捕捉量について，砂防学会誌，Vol.53，No.3，pp.62-63，2000.
14) J.Dulan 著，中西秀，奥村剛訳：粉流体の物理学，2002.
15) 澁谷一，香月智，國領ひろし，大隈久，石川信隆：透過型砂防えん堤に作用する流木混じり土石流荷重に関する実験，砂防学会誌，Vol. 65，No. 1，pp. 54-61，2012.
16) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，エッセイエブロ，2010.
17) 大同淳之，吉栖雅人，中嶋健太：土石流による衝撃力，水工学論文集，第 38 巻，pp. 557-562，1994.

第３章

1) 小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788，2018.
2) 吉谷純一，野呂智之，渡辺正幸：発展途上国向け治水技術の移転方策～土石流減勢工を例として～，土木技術資料，Vol. 50，No. 12，2008.
3) 国交省：大規模河道閉塞の対策，第 12 回若手砂防・土木技術者のための奥飛騨研修会，2018.
4) 安田陽一，大津岩夫：スリット型砂防堰堤における減勢工の推理特性，水工学論文集，第 47 巻，pp. 853-858，2003.
5) 森田茂雄，矢部浩規，安田陽一：副堤の設置による堰堤直下流の水理特性，寒地土木月報，No. 702，2011.

第４章

1） 松村健太郎，堀口俊行，香月智：直線水路実験と回転円筒実験における礫分級現象の比較，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 928-940，2020.
2） 芦田和男, 道上正輝：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 306 号, pp. 59-69，1972.
3） 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会：移動床流れにおける河床形態と粗度，土木学会論文報告集，第210号，1973.
4） 福田朝生，福岡捷二：土石流の流下時の分級と構造物に作用する衝撃力の数値移動床実験，土木学会論文

集B1（水工学），Vol. 73，No. 4，I_799-I_804，2017.
5）水山高久，下東久巳，中西宏，松村和樹：鋼製透過型砂防ダムに対する土石流荷重に関する実験的研究，新砂防，Vol. 37，No. 5，pp. 30-34，1985.
6）小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788，2018.
7）嶋川理, 堀口俊行, 小松喜治, 香月智：前面傾斜角を有する透過型砂防堰堤に作用した土石流荷重の検討，応用力学論文集 A2（応用力学），No. 2（応用力学論文集 Vol. 22），I_175-I_185，2019.
8）小松喜治，堀口俊行，香月智：透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 67A，pp. 838-848，2021.
9）財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，エッセイエブロ，2010.

第５章

1) 嶋丈示，松澤遼，山口聖勝，武田一平，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析，砂防学会誌，Vol. 70，No. 1，pp. 54-59，2017.
2) 嶋丈示，國領ひろし，園田佳巨，石川信隆：鋼製透過型砂防堰堤のリダンダンシ―，ロバストネス，レジリエンスの定量的評価に関する一考察，2021 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 197-198，2021.
3) 國領ひろし，嶋丈示，園田佳巨，石川信隆：鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査に関する一提案考察，2021 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 225-226，2021.
4) 土木学会：性能設計における土木構造物に対する作用の指針，構造工学シリーズ18，2008.
5) 石川芳治：流域面積，降雨量，地質が土石流の流出土砂量・ピーク流量に与える影響と確率的手法を用いた流出土砂量・ピーク流量の推定法，砂防学会誌，Vol. 73，No. 5，pp. 15-26，2021.
6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2012.
7) 小松喜治，堀口俊行，香月智：透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 838-848，2021.
8) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧平成 21 年版，エッセイエブロ，2017.
9) 国交省：土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律，2000.
10) 日本河川協会：改訂建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，建設省河川局監修，1986.
11) 新日鉄住金株式会社：建設用資材ハンドブック，新日鉄住金株式会社・関連会社，2017.
12) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：鋼管はり部材の動的終局限界に関する一考察，土木学会論文集 No. 525，I-33，pp. 139-152，1995.
13) 菅沼淳，河野順平：局部変形を有する鋼管の曲げ変形特性，構造工学論文集，Vol. 65A，pp. 236-249，2019.

第６章

1) 財団法人砂防･地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧令和 3 年版，2021.
2) 小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久：鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788，2018.

3) 石川芳治 : 流域面積，降雨量，地質が土石流の流出土砂量・ピーク流量に与える影響と確率的手法を用いた流出土砂量・ピーク流量の推定法，砂防学会誌，Vol. 73，No. 5，pp. 15-26，2021.
4) 國領ひろし, 嶋丈示, 園田佳巨, 石川信隆 : 鋼製透過型砂防堰堤の保有耐力照査に関する一提案考察, 2021 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 225-226，2021.
5) 嶋丈示，松澤遼，山口聖勝，武田一平，石川信隆，水山高久 : 礫衝突を受ける鋼製透過型砂防堰堤の現行設計法の問題点と衝撃解析，砂防学会誌，Vol. 70，No. 1，pp. 54-59，2017.

付録 I

1) 大同敦之 : 土石流が構造物に作用する衝撃力, 昭和 60 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 104-107，1985.
2) 嶋丈示，阿部宗平，田島秀俊，佐々木博明 : 透過型砂防ダムに作用する水圧に関する実験的研究，平成 8 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 73-74，1997.
3) 嶋丈示，松村和樹，阿部宗平，中野博志，佐々木博明，水山高久 : 透過型砂防ダムに作用する水圧に関する実験的研究 II，平成 9 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 216-217，1998.
4) 小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久 : 鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788，2018.
5) 嶋川理, 堀口俊行, 小松喜治, 香月智 : 前面傾斜角を有する透過型砂防堰堤に作用した土石流荷重の検討, 応用力学論文集，Vol. 22，I_175-I_185，2019.

付録 II

1) 財団法人砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会編集 : 鋼製砂防構造物設計便覧，エッセイエブロ平成 21 年版，2017.
2) 大同敦之 : 土石流が構造物に作用する衝撃力, 昭和 60 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 104-107，1985.
3) 水山高久，下東久巳，中西宏，松村和樹 : 鋼製透過型砂防ダムに対する土石流荷重に関する実験的研究，新砂防，Vol. 37，No. 5，pp. 30-34，1985.
4) 三好岩生，鈴木雅一 : 土石流の衝撃力に関する実験的研究，砂防学会誌（新砂防），Vol. 43，No. 2，pp. 11-19，1990.
5) 松村健太郎，堀口俊行，香月智 : 直線水路実験と回転円筒実験における礫分級現象の比較，構造工学論文集，Vol. 66A，pp. 928-940，2020.
6) 小松喜治，堀口俊行，香月智，石川信隆，水山高久 : 鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788，2018.
7) 嶋川理, 堀口俊行, 小松喜治, 香月智 : 前面傾斜角を有する透過型砂防堰堤に作用した土石流荷重の検討, 応用力学論文集 A2（応用力学），No. 2（応用力学論文集 Vol. 22），I_175-I_185，2019.

(1) 学術論文

番号	著者名	題　目	論文名	年月
1	小松喜治 堀口俊行 香月智 石川信隆 水山高久	鋼製透過型砂防堰堤の前面傾斜角が土石流衝撃荷重に及ぼす影響	構造工学論文集，Vol. 64A，pp. 779-788	2018.3.
2	T.HORIGUCHI Y.KOMATSU S.KATSUKI N.ISHIKAWA	Load Evaluation of Debris Flow against Steel Open Sabo Dam using DEM	INTERPREVENT 2018, pp. 228-235	2018.10.
3	T.HORIGUCHI Y.KOMATSU	Method to evaluate the effect of inclination angle of steel open type check dam on debris flow impact load	International Journal of Protective Structure, Vol. 10, pp. 95-115	2018.6.
4	小松喜治 堀口俊行 香月智 石川信隆	前置減勢工による土石流衝撃荷重低減効果に関する実験	構造工学論文集，Vol. 65A，pp. 867-875	2019.3.
5	小松喜治 堀口俊行 香月智	鋼製透過型砂防堰堤の二段階設計に対応する補強効果解析	応用力学論文集，Vol. 22，I_361-I_370	2019.2.
6	小松喜治 堀口俊行 香月智	透過型砂防堰堤の転倒限界における土石流衝突荷重に関する実験的検討	構造工学論文集，Vol. 67A，pp. 838-848	2021.3.
7	小松喜治 堀口俊行 香月智 竜川太志	土石流衝突荷重に与える構造透過性の影響に関する研究	砂防学会誌, Vol. 74, No. 3，pp. 60-67	2021.9.
8	小松喜治 堀口俊行 香月智	透過型砂防堰堤の転倒安定性に関する動的な土石流荷重モデルの検討	応用力学論文集 （2 月掲載予定）	

(2) 国際会議

番号	著者名	題　目	発表学会	年月
1	Y. Komatsu T. Horiguchi S. Katsuki	Experimental study on reduction of debris flow impulsive load by an energy dissipator in front of a steel open sabo dam	13th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures	2019.12.
2	Y. Komatsu T. Horiguchi S. Katsuki	A reinforcement method for steel pipe open sabo dam utilizing plastic-elastic analysis	Computational Engineering and Science for Safety and Environmental Problems	2020.12.

(3) 口頭発表等

番号	著者名	題　目	発表学会	年月
1	小松喜治 堀口俊行 香月智 道畑亮一 向井啓司 池田暁彦	PSO と NN のハイブリット同定システムにおける地下水位モニタリング	土木学会第 72 回年次学術講演会	2017.8.
2	堀口俊行 小松喜治 香月智 石川信隆	個別要素法による鋼製砂防堰堤が受ける土石流の衝突荷重解析	第 45 回土木学会関東支部技術研究発表会	2018.3.
3	小林耀 小松喜治 香月智	鋼製透過型砂防堰堤の肩部補強に関する実験的検討	第 45 回土木学会関東支部技術研究発表会	2018.3.
4	堀口俊行 小松喜治 香月智 石川信隆 水山高久	個別要素法を用いた鋼製砂防堰堤が受ける土石流の荷重評価法	平成 30 年度（公社）砂防学会研究発表会	2018.5.
5	小松喜治 堀口俊行 香月智 國領ひろし	鋼製透過型砂防堰堤の肩部補強の影響に関する実験的検討	平成 30 年度（公社）砂防学会研究発表会	2018.5.
6	小松喜治 香月智 堀口俊行	鋼製透過型砂防堰堤の肩部補強の影響に関する基礎検討	土木学会第 73 回年次学術講演会	2018.8.

7	小松喜治 香月智 堀口俊行	既設鋼製砂防堰堤の上流側に配置する減勢工に関する実験的考察	令和元年度（公社）砂防学会	2019.5.
8	嶋川理 小松喜治 堀口俊行 別府万寿博	個別要素法による鋼製透過型砂防堰堤に作用する荷重評価法	令和元年度（公社）砂防学会	2019.5.
9	小松喜治 香月智 堀口俊行	鋼製透過型砂防堰堤の補強法に関する解析的検討	土木学会第 74 回年次学術講演会	2019.8.
10	嶋川理 小松喜治 堀口俊行 別府万寿博	堰堤の前面傾斜角が土石流衝突荷重に与える影響に関する個別要素法解析	土木学会第 74 回年次学術講演会	2019.8.
11	小松喜治 香月智 堀口俊行	既設鋼製透過型砂防堰堤の補強効果に関する解析的検討	第 12 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム	2019.12.
12	永井貫太 小松喜治 堀口俊行 橋口寛史 高橋利延	実物大落石防護柵工の衝突実験再現シミュレーション	第 47 回土木学会関東支部技術研究発表会	2020.3.
13	小松喜治 香月智 堀口俊行	既設鋼製透過型砂防堰堤の補強効果に関する解析的検討	第 47 回土木学会関東支部技術研究発表会	2020.3.
14	小松喜治 香月智 堀口俊行	鋼製透過型砂防堰堤の耐荷性能に関する研究	令和 2 年度（公社）砂防学会研究発表会	2020.5.
15	小松喜治 香月智 堀口俊行	既設鋼製透過型砂防堰堤の補強効果に関する解析的検討	土木学会第 75 回年次学術講演会	2020.9.
16	小松喜治 香月智 堀口俊行	透過構造に作用する動的荷重モデルを用いた FEM 解析	第 48 回土木学会関東支部技術研究発表会	2021.3.
17	竜川太志 小松喜治 香月智 堀口俊行	転倒機構型堰堤モデルによる動的な土石流荷重計測	第 48 回土木学会関東支部技術研究発表会	2021.3.

本研究に関連して発表した論文等

18	小松喜治 香月智 堀口俊行	構造透過性が土石流衝突荷重に及ぼす影響に関する研究	令和3年度（公社）砂防学会研究発表会「オンライン大会」	2021.5.
19	堀口俊行 小松喜治 香月智	継手モデルを用いた鋼製透過型砂防堰堤の解析的検討	令和3年度（公社）砂防学会研究発表会「オンライン大会」	2021.5.
20	小松喜治 香月智 堀口俊行	透過型砂防堰堤に作用する動的土石流荷重モデルを用いた転倒再現シミュレーション	令和 3 年度土木学会全国大会（オンライン）	2021.9.
21	堀口俊行 小松喜治 香月智	異なる 2 種類の土石流接近形状が与える動的な土石流荷重に関する研究	令和 3 年度土木学会全国大会（オンライン）	2021.9.
22	小松喜治 香月智 堀口俊行	鋼製透過型砂防堰堤におけるレベルII荷重モデルの提案	第13回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム	2022.1.

付録 I

土石流衝突荷重に与える構造透過性の影響に関する研究

付録Ⅰ　土石流衝突荷重に与える構造透過性の影響に関する研究

1　緒　言

透過型の設計荷重は不透過型の設計荷重を準用している．つまり，上部には土石流接近時の水深に大同の式 [1]による静的な土石流流体力を与え，それより下部には堆積深に比例して増加する堆砂圧を与えるものである．

透過型に作用する土石流荷重に関する先行研究としては，嶋ら [2), 3)]が透過型の透過形状・透過面積率に対する作用水圧を計測しているが，土石流の流下における構造透過性が土石流荷重に及ぼす影響については明らかにされていない．

そこで本研究では，構造安定性の 1 つである転倒限界を確認できる実験方法を創作し，透過型および不透過型に作用する土石流の衝突荷重を比較して，その差異を明らかにするものである．その際，河床からの高さ方向での荷重分布を時刻歴応答として計測し，構造物の透過性が土石流衝突荷重の時刻歴応答に及ぼす影響を検討する．

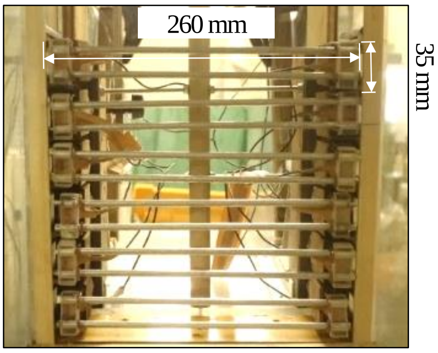
2　実験要領

2.1　実験装置の概要

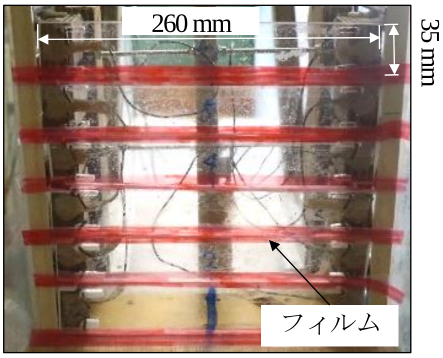
実験装置等の概要は，**第 4 章 4.2 節**において述べたものと同じ実験装置，供試体および荷重計測装置を使用した．ただし，この実験では，受圧面の透水性をパラメータとして実験を行ったものである．

2.2　受圧梁

図-I.1 に受圧梁設置要領を示す．**図-I.1(a)**のように透過型モデルでは，荷重計測部の上流側に受圧梁を取り付けた．この受圧梁は，直径 6 mm の鋼棒で，上下の間隔は 15 mm であり，充分な曲げ剛性を有しており，礫混じり土石流を受けると礫を捕捉するが，水は抜けるようになっている．不透過型モデルは，**図-I.1(b)**のように，長さ 260 mm，幅 35 mm，厚さ 10 mm のアクリル板を取り付けた．また，アクリル板の隙間にフィルムを貼付けて，アクリル板間の水抜けを防止した．



(a)　透過型モデル



(b)　不透過型モデル

図-I.1　受圧梁設置要領

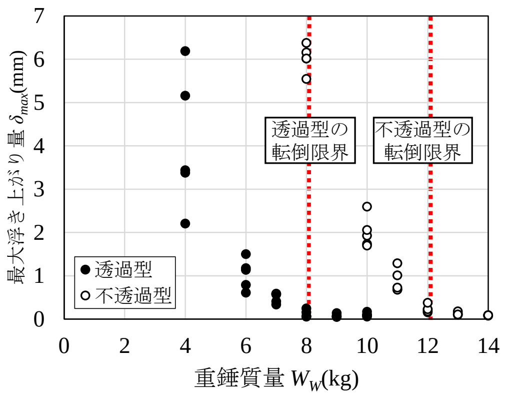


図-I.2　最大浮き上がり量～重錘質量関係

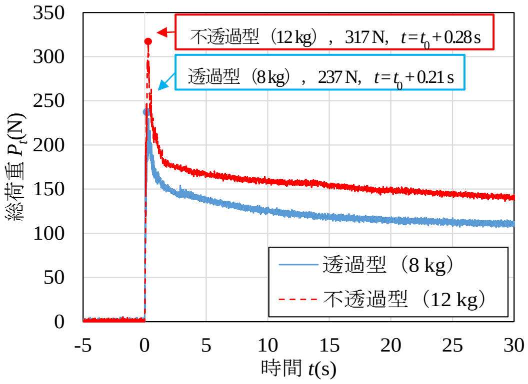


図-I.3　総荷重～時間関係

2.3　実験ケース

実験ケースは，透過型モデルと不透過型モデルにおいて上部に載せる重錘質量を変化させて，土石流を衝突させる．

3　実験結果

3.1　転倒限界の重錘質量

図-I.2 に，衝突実験における最大浮き上がり量～重錘質量関係を示す．透過型の重錘質量 W_W = 4 kg では，最大浮き上がり量 δ_{max} = 2.2～6.2 mm でばらつくが，重錘質量 W_W = 6 kg，7 kg では，最大浮き上がり量 δ_{max} = 0.5～1.5 mm となりほぼ一致する．重錘質量 W_W = 8 kg では最大浮き上がり量がほぼ 0 mm となり，重錘質量 W_W = 9 kg，10 kg では転倒しなくなる．つまり，図-4.6 から重錘質量 W_W = 8 kg の抵抗モーメントを求めると，M_r = 30.6 N･m となる．よって，透過型では M_{at} = 30.6 N･m に相当する作用モーメントが生じている．不透過型では，重錘質量 W_W = 8 kg でも最大浮き上がり量 δ_{max} = 5.5～6.4 mm となり，転倒している．重錘質量 W_W が大きくなるにつれて最大浮き上がり量 δ_{max} は小さくなり，重錘質量 W_W = 12 kg で転倒しなくなる．よって，不透過型では M_r = 42.0 N･m に相当する作用モーメントが生じている．この 2 つの転倒限界の作用モーメントを比較すると，不透過型は透過型の 1.4 倍の作用モーメントを受けることになる．

以降については，第 4 章 4.2 節における実験と同様に浮き上がりの境界である転倒限界の土石流衝突荷重に着目して比較する．

3.2　総荷重の比較

図-I.3 に，転倒限界付近における総荷重～時間関係を比較して示す．総荷重とは，計測された各段の荷重の積算値である．透過型の総荷重（W_W = 8 kg）は，土石流の先端部が衝突して 0.21 s 後に最大総荷重（P_t = 237 N）に達している．その後，荷重は急激に減少する．さらに，1.0 s 以降はなだらかに荷重が減少し，$t = t_0 + 30$ s に一定値（堆砂礫荷重）に収束していく．

不透過型の総荷重（W_W = 12 kg）も同様に，衝突して 0.28 s 後に最大総荷重（P_t = 317 N）に達する．その後の傾向は透過型と同じである．ここで，砂防堰堤に対する土石流荷重は作用し続けるが，砂防堰堤に対して最も負荷が大きい土石流衝突荷重の最大値について，透過型と不透過型の総荷重を比較すると，透過型の最大総荷重は不透過型の 0.75 倍となり，30 s 後の堆砂礫荷重は 0.82 倍となる．つまり，構造形状の透過性によって水が抜けることによる荷重低減効果が衝突荷重と堆砂礫荷重の双方に現れる．

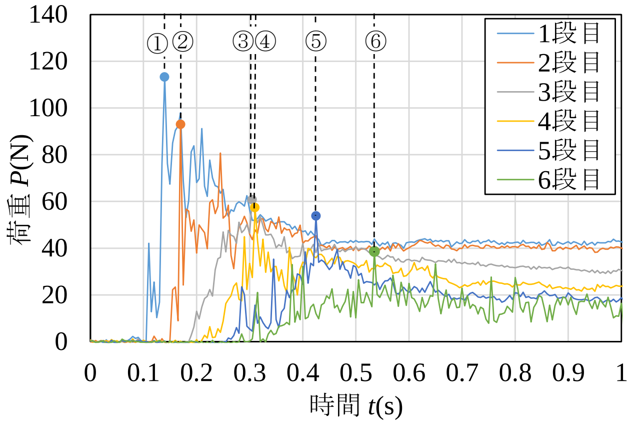


図-I.4　透過型の各段における荷重～時間関係（W_W = 8 kg）

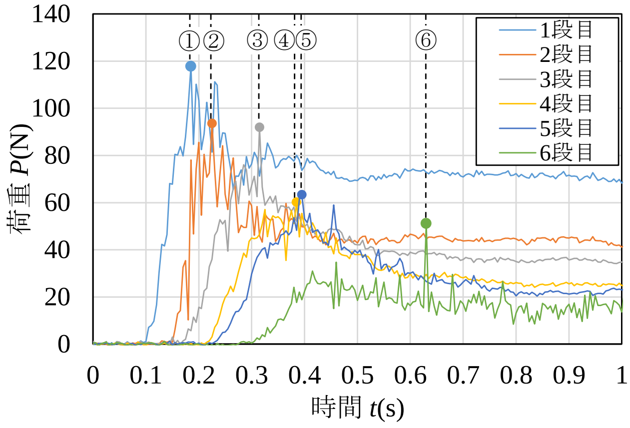


図-I.5　不透過型の各段における荷重～時間関係（W_W = 12kg）

3.3　各段の荷重～時間関係の比較

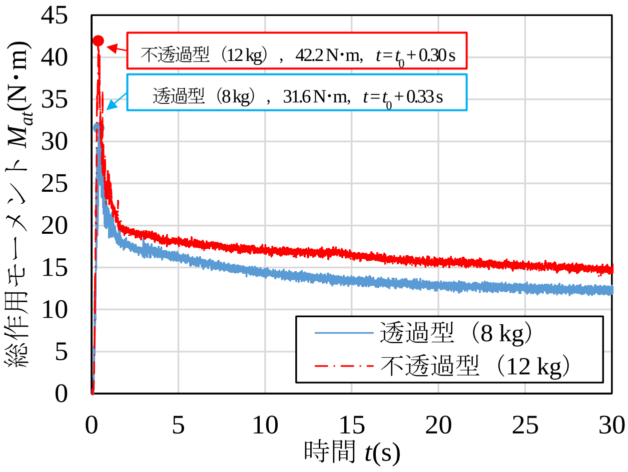


図-I.6　総作用モーメント～時間関係

図-I.4 に，透過型（W_W = 8 kg）における各段の荷重～時間関係を示す．荷重の立ち上がりは，その段に土石流の先端が衝突したことを表す．その後，一気に最大荷重に増加している．各段概ね 0.04 s の時間差で衝突が発生する．一方，最大荷重発生時間を**図-I.4** 中の①～⑥に示す．1 段目は $t = t_0 + 0.04$ であり，2 段目は 0.07 s，3 段目は 0.20 s，4 段目は 0.21 s，5 段目は 0.33 s，6 段目は 0.43 s となり，衝突時間の時間差ほど均一な時間差は生じない．各段の最大荷重は，1 段目は 113 N，2 段目は 93 N，3 段目は 61 N，4 段目は 57 N，5 段目は 54 N，6 段目は 39 N となり，計測高さが高くなるにつれて小さくなっている．これは，先行停止礫の影響により，後続の礫がせり上がることで速度を失うことによるものと考えられる [4), 5)]．

図-I.5 に，不透過型（W_W = 12 kg）における各段の荷重～時間関係を示す．不透過型でも土石流の形態は同じであり，各段概ね 0.04 s の時間差で衝突が発生している．最大荷重発生時間を**図-I.5** 中の①～⑥に示す．1 段目は $t = t_0 + 0.09$ s であり，2 段目は 0.13 s，3 段目は 0.22 s，4 段目は 0.28 s，5 段目は 0.30 s，6 段目は 0.53 s となり，時間差にばらつきがある．各段の最大荷重は，1 段目は 118 N，2 段目は 94 N，3 段目は 92 N，4 段目は 60 N，5 段目は 63 N，6 段目は 51 N となり，透過型と同様に先行停止礫の影響が見受けられる．

3.4　総作用モーメントの比較

図-I.6 に，総作用モーメント～時間関係を示す．総作用モーメントとは，各段で計測された荷重に底面からの距離を乗じて求めた各段のモーメントの積算値である．透過型（W_W = 8 kg）における総作用モーメントは，土石流が衝突して 0.33 s 後に最大総作用モーメント（M_{at_max} = 31.6 N･m）に達している．その後，急激に作用モーメントは減少し，徐々に堆砂礫荷重の総作用モーメント（M_{at} = 12.9 N･m，$t = t_0 + 30$ s）に向かって収束している．

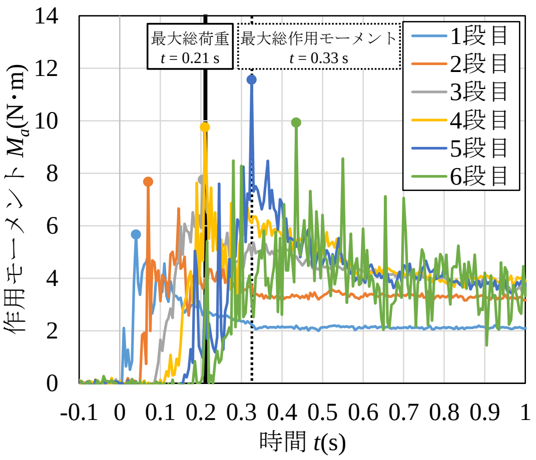


図-I.7　透過型の各段における作用モーメント～時間関係（W_W = 8 kg）

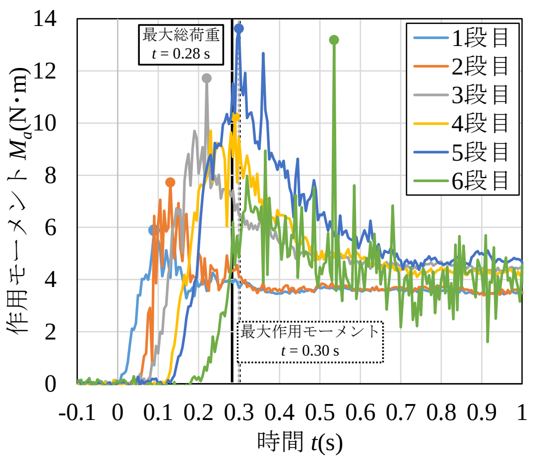


図-I.8　不透過型の各段における作用モーメント～時間関係（W_W = 12 kg）

不透過型（W_W = 12 kg）における総作用モーメント～時間関係では，衝突して 0.30 s 後に最大総作用モーメント（M_{at} = 42.2 N·m）に達している．その後，急激に総作用モーメントは減少し，徐々に堆砂礫荷重の総作用モーメント（M_{at} = 14.6 N·m，$t = t_0 + 30$ s）に向かって収束している．透過型と不透過型の総作用モーメントを比較すると，透過型の最大総作用モーメントは不透過型の 0.75 倍となり，$t = t_0 +$ 30 s 後の総作用モーメントは 0.88 倍となる．つまり，衝突荷重と同様，構造透過性を有することにより，モーメントの低減効果は，最大総作用モーメントと堆砂礫荷重による作用モーメントの双方に現れるが，最大総作用モーメントの方が低減効果は大きいことがわかる．

3.5　各段の作用モーメント～時間関係

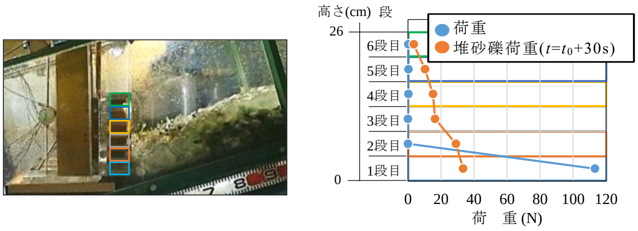
図-I.7 に，透過型（W_W = 8 kg）における各段の作用モーメント～時間関係を示す．最大総作用モーメントは 5 段目の作用モーメントの最大値発生時刻とほぼ一致しており，上段の荷重の支配要因が大きいことがわかる．各段の最大作用モーメントは，1 段目は 5.7 N・m，2 段目は 7.7 N・m，3 段目は 7.6 N・m，4 段目は 9.7 N・m，5 段目は 11.6 N・m，6 段目は 9.9 N・m となり，**図-I.4** の作用荷重では 1 段目が最大であったが，**図-I.7** の作用モーメントでは 5 段目が最大となる．

図-I.8 に，不透過型（W_W = 12 kg）における各段の作用モーメント～時間関係を示す．不透過型も最大総作用モーメントは 5 段目の作用モーメントの最大値発生時刻とほぼ一致する．各段の最大作用モーメントは，1 段目は 5.9 N・m，2 段目は 7.7 N・m，3 段目は 11.7 N・m，4 段目は 10.3 N・m，5 段目は 13.6 N・m，6 段目は 13.2 N・m となり，不透過型においても**図-I.5** の作用荷重では 1 段目が最大であったが，**図-I.8** の作用モーメントでは 5 段目が最大となり，高さにつれて大きくなっている．つまり，透過型および不透過型にかかわらず，土石流の衝突荷重の載荷位置の高さが総作用モーメントに大きな影響を及ぼすことがわかる．

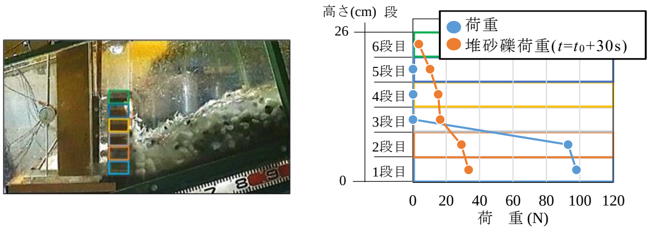
3.6　透過型の捕捉過程と荷重分布の変化

図-I.9 に，透過型（W_W = 8 kg）における捕捉過程の様相と荷重分布（青線）を示す．比較のために $t = t_0 + 30$ s の荷重（堆砂礫荷重）を橙線で示す．

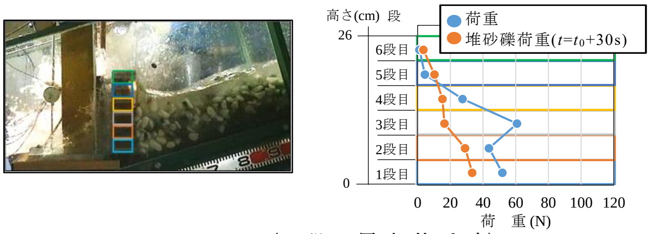
図-I.9(a)，(b)，(c)，(f) において，土石流到達後の荷重が最大時の大きさは堆砂礫荷重の 3 倍以上になり，6 段目は 13 倍であった．なお，この差は $t = t_0 + 30$ s の橙線で示した堆砂礫荷重と同様な深さに比例する形状となる．



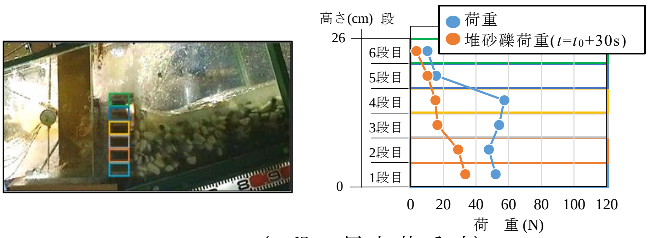
(a)　$t = t_0 + 0.04$ s（1 段目最大荷重時）



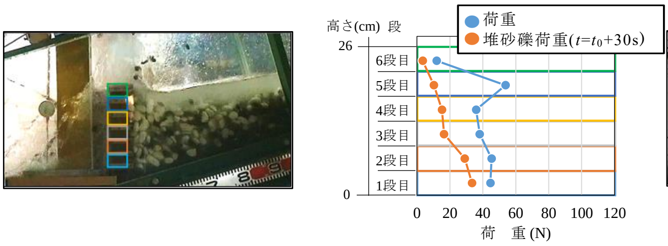
(b)　$t = t_0 + 0.07$ s（2 段目最大荷重時）



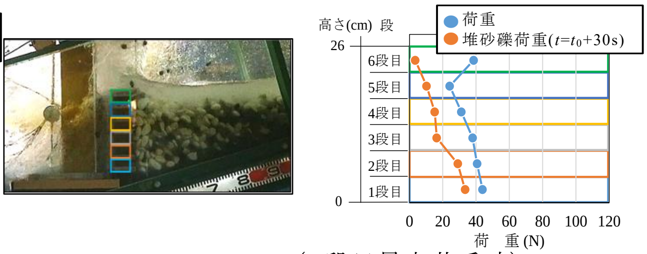
(c)　$t = t_0 + 0.20$ s（3 段目最大荷重時）



(d)　$t = t_0 + 0.21$ s（4 段目最大荷重時）

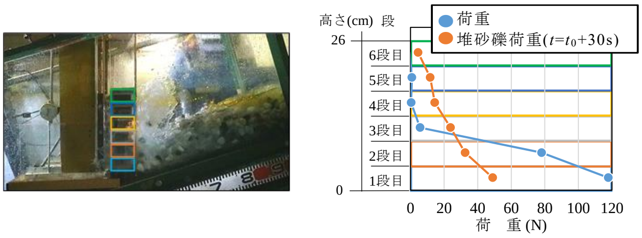


(e)　$t = t_0 + 0.33$ s（5 段目最大荷重時）

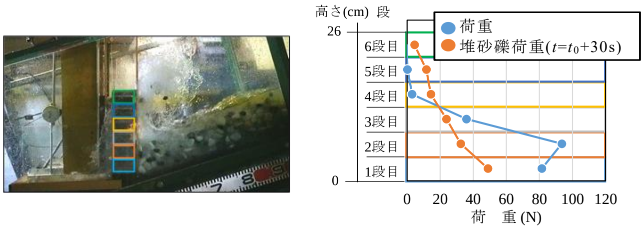


(f)　$t = t_0 + 0.43$ s（6 段目最大荷重時）

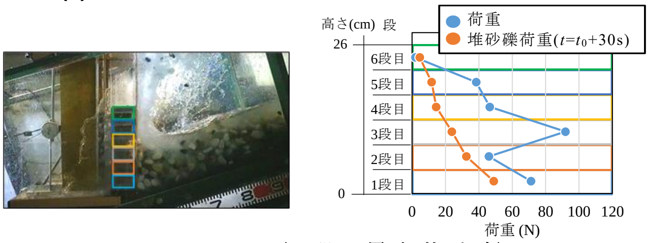
図-I.9　透過型の捕捉過程と荷重の高さ分布（$W_W = 8$ kg）



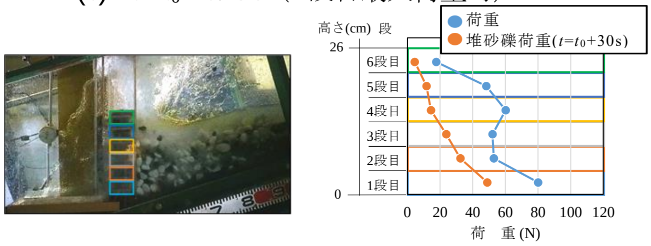
(a)　$t = t_0 + 0.09$ s（1 段目最大荷重時）



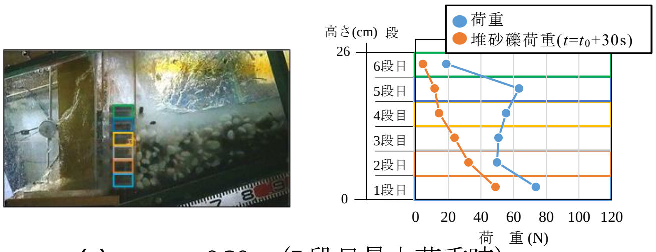
(b)　$t = t_0 + 0.13$ s（2 段目最大荷重時）



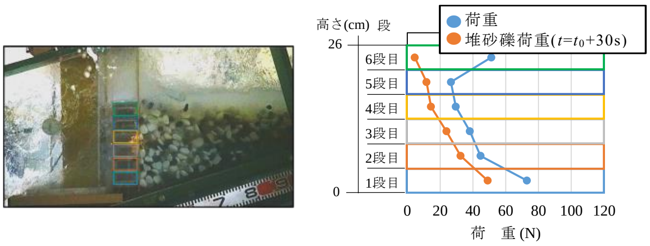
(c)　$t = t_0 + 0.22$ s（3 段目最大荷重時）



(d)　$t = t_0 + 0.28$ s（4 段目最大荷重時）

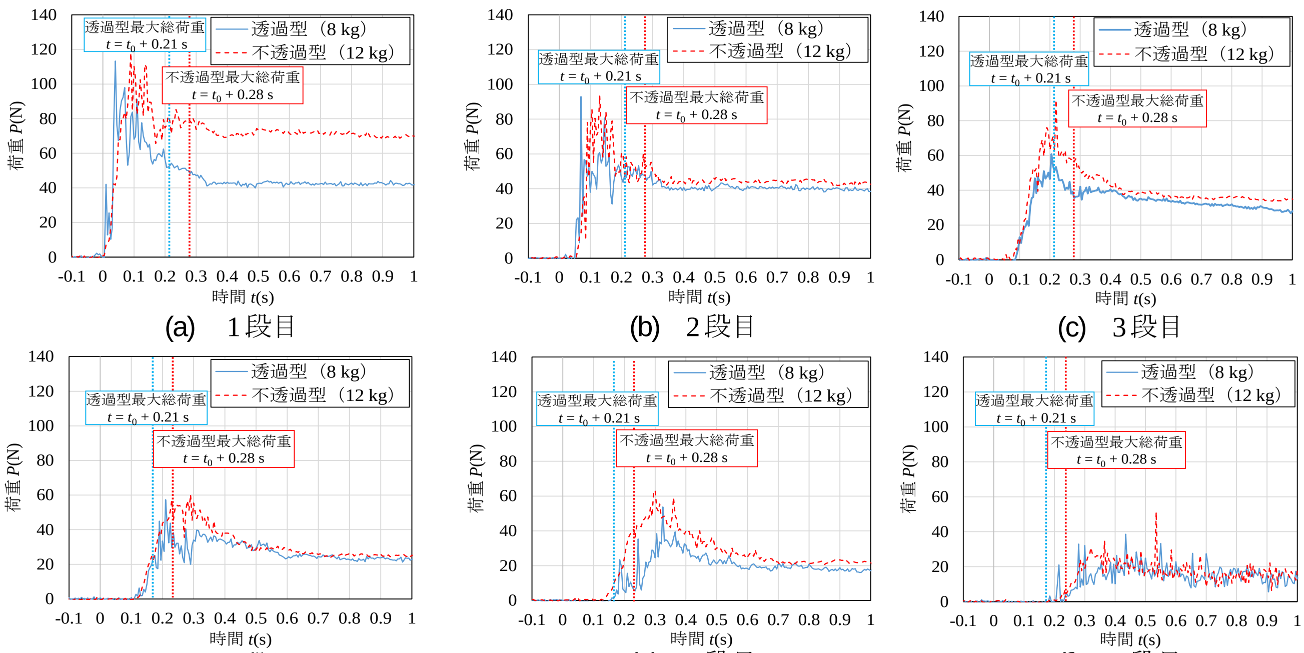


(e)　$t = t_0 + 0.30$ s（5 段目最大荷重時）



(f)　$t = t_0 + 0.53$ s（6 段目最大荷重時）

図-I.10　不透過型の捕捉過程と荷重の高さ分布（$W_W = 12$ kg）



(a)　1段目　(b)　2段目　(c)　3段目
(d)　4段目　(e)　5段目　(f)　6段目

図-Ⅰ.11　各段の荷重～時間関係の比較

図-Ⅰ.9 (d)の $t = t_0 + 0.21$ s は，**図-Ⅰ.4** 中の④の 4 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総荷重は最大となる．4 段目の荷重（$P = 57$ N）は，4 段目の堆砂礫荷重（$P = 15$ N）の 3.8 倍である．

図-Ⅰ.9 (e)の $t = t_0 + 0.33$ s は，**図-Ⅰ.4** 中の⑤の 5 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総作用モーメントは最大となる．5 段目の荷重（$P = 54$ N）は，5 段目の堆砂礫荷重（$P = 10$ N）の 5.4 倍である．

3.7　不透過型の捕捉過程と荷重分布の変化

図-Ⅰ.10 に，不透過型（W_W = 12 kg）における捕捉過程の様相と荷重分布（青線）を示す．比較のために $t = t_0 + 30$ s の荷重（堆砂礫荷重）を橙線で示す．

図-Ⅰ.10 (a)，(b)，(c)，(f)において，土石流到達後の荷重が最大時の大きさは堆砂礫荷重の 2～4 倍となり，6 段目は 11 倍であった．

図-Ⅰ.10 (d)の $t = t_0 + 0.28$ s は，**図-Ⅰ.5** 中の④の 4 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総荷重は最大となる．4 段目の荷重（$P = 60$ N）は，4 段目の堆砂礫荷重（$P = 14$ N）の 4.3 倍である．

図-Ⅰ.10 (e)の $t = t_0 + 0.30$ s は，**図-Ⅰ.5** 中の⑤の 5 段目の荷重が最大時のものであり，このとき総作用モーメントは最大となる．5 段目の荷重（$P = 63$ N）は，5 段目の堆砂礫荷重（$P = 12$ N）の 5.3 倍である．

ここで，堆砂礫荷重が徐々に小さくなる要因として，不透過型においてスライダーが動いたことによる隙間から，徐々に水が抜けることが原因である．

透過型と同様に堰堤の上部になるほど堆砂礫荷重に対する荷重の比は大きくなり，衝撃的な作用効果の影響が大きいことになる．

3.8　透過型と不透過型の動的荷重の違い

図-Ⅰ.11 に，透過型および不透過型における各段の荷重～時間関係の比較を示す．**図-Ⅰ.11**(a)は，1 段目の荷重～時間関係の比較を示したものである．透過型は，衝突と同時に荷重は急激に増加し最大荷重に達し，急激に減少した後に徐々に一定値に収束していく．一方，不透過型では透過型ほどではないが，荷

重は急上昇し，その後減少し一定値に収束していく．この減少と再度の荷重増加の現象について，実験映像を確認すると，跳ね上がった水が土石流の後続流に落水して入り込む現象と連動しており，透過型とは異なる現象である．なお，透過型の最大荷重は 113 N，不透過型の最大荷重は 118 N であり，あまり変わらない．しかし，収束値の堆砂礫荷重は，透過型に対して不透過型の方が 1.4 倍ほど大きい．これは構造透過性を有することにより，水が抜けることで荷重が低減されたものである．

図-I.11(b)は，2 段目の荷重～時間関係の比較を示したものである．1 段目と同様，不透過型より透過型の方が荷重の立ち上がりが急激である点を除き，全般的にほぼ一致している．

図-I.11(c)は，3 段目の荷重～時間関係の比較を示したものである．荷重の増加傾向は同じであるが，透過型の最大荷重は 61 N，不透過型の最大荷重は 92 N となり，不透過型は透過型の 1.5 倍となっている．

図-I.11(d)，(e)では，図-I.6(c)で示したものと同様にピーク値を迎える前後の時間において，不透過型の荷重が大きくなり，その後の収束荷重は，透過型も不透過型もあまり変わらない．

図-I.11(f)は，6 段目の荷重～時間関係の比較を示したものである．透過型の最大荷重は 39 N，不透過型の最大荷重は 51 N であり，不透過型は透過型の 1.3 倍であるが，全般を通してほぼ一致している．

以上のことから，不透過型の総荷重および総作用モーメントは透過型より大きくなる．その主要因としては，礫群の衝突もさることながら，不透過型の構造形式によって生じる水流の衝突力も無視し得ないほど大きいと考えられる．さらに，転倒に寄与する最大荷重の衝突高さが影響することがわかった．

4　結　論

本研究では，構造透過性が土石流衝突荷重に及ぼす影響について検討したものである．その際，構造透過性の観点から転倒限界に着目し，抵抗モーメントをパラメトリックに変化させる装置を創作した．堰堤モデルは，転倒における摩擦の影響を極力抑えたうえで，河床からの高さ方向の動的荷重分布を計測できる工夫を施した．その結果，得られた成果は以下のようになる．

1) 転倒限界を確認できる実験装置から，土石流荷重の高さ方向の荷重分布を計測した．構造透過性の有無にかかわらず，全てのケースで荷重は最大値に達し，その後，静的な堆砂礫荷重に移行する．
2) 衝突時の水平方向への総荷重および総作用モーメントは，いずれも透過型の方が小さく，その差は 0.75 倍である．
3) 荷重最大値は，衝突位置の高さが増加するにつれて減少する傾向を示す．これは，下部の先行停止礫塊との摩擦の影響が考えられる．
4) 総荷重の最大値は，中段高さにおける最大荷重時に支配される．一方，総作用モーメントの最大値は，最上段付近の荷重の最大値に支配される．このことから，堰堤の転倒限界に対する影響は，堰堤上部に作用する土石流衝突の影響を受ける．
5) 不透過型では，土石流衝突において礫塊の衝突力に水流の衝突が加わり大きくなる．さらに，堰堤の上端付近においても作用力が大きいため転倒に寄与する．
6) 作用モーメントが抵抗モーメントを卓越する領域において，抵抗モーメントの増加に伴い最大浮き上がり量の増減に変化がない結果も見られる．動的現象では，相似則のゆがみや構造物の固有振動周期も関係してくるため，別途動的解析によって実験結果の再現シミュレーションを行い，これらの課題を検討する．さらに，構造安定性は滑動も合わせて検討が必要なため今後研究を進めていく．

付録 II

土石流接近形状が透過型砂防堰堤に作用する土石流衝突荷重に及ぼす影響

付録 II　土石流接近形状が透過型砂防堰堤に作用する土石流衝突荷重に及ぼす影響

1　緒　言

透過型の構造安定計算は，不透過型の設計基準を準用し[1]，土石流接近時の水深に大同の式[2]による静的な土石流流体力を堰堤上部に与え，下部には堆積深に比例して増加する堆砂圧荷重を静的に与えて，安定照査および部材の強度評価を行っている．しかし，透過型は透過構造を有しているため，本来作用している設計荷重が異なる．また，対象とする土石流の接近形状は，勾配や流量によって異なることが分かっており，砂防堰堤に作用する土石流荷重は接近形状の影響で異なると思われる．

既往の研究として，水山ら[3]は水路勾配を無次元化した流量から土石流形状のパターンを二つに分けて土石流荷重を評価し，三好ら[4]は実験を用いて最大荷重と流速の関係から，動的な荷重の波形が流速によって分けられることを明らかにした．特に，流速の速い段波の接近は，短時間に明確なピークを伴う荷重が生起すること示した．しかし，土石流の流速で接近形状が異なり，作用荷重が変化することを示しているが，流速を併せて土石流の接近形状の違いによる作用荷重の影響については未検討のままである．加えて，設計モデルの高さ方向に対する分布について検討の余地がある．

そこで本研究では，異なる土石流の接近形状が及ぼす影響について，土石流衝突荷重の違いを検討するものである．すなわち，土石流接近形状の異なる場合について，流速を一定にした条件下で動的な土石流衝突荷重の相異について検討する．

2　実験要領

2.1　実験装置の概要

実験装置等の概要は，**第 4 章 4.2 節**において述べたものと同じ実験装置，供試体および荷重計測装置を使用した．

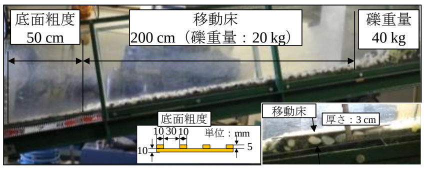
2.2　土石流モデル

図-II.1 に，先頭集中型の土石流を発生させる場合の初期状態を示す．これは，土石流の分級現象が生じて，段波が形成されるものである．河床勾配は，土石流流下区間である $\theta = 15$ °とし，松村ら[5]の研究を参考に，底面に間隔 30 mm で，高さ 5 mm，幅 10 mm の底面粗度を，堰堤モデルから上流部に 50 cm の長さにわたり設置した．礫塊の一部を，底面粗度の上端から上流側に 2.0 m にわたり厚さ 3.0 cm になるように，礫を敷きならして移動床とした．さらに，その上流に 1.0 m にわたり厚さ 15 cm 台形状に礫塊 40 kg を設置し，後方から水流を与えた．

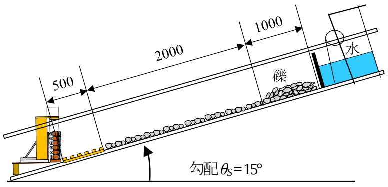
図-II.2 にくさび型の先端形状を有する土石流を発生させる場合の初期状態を示す．勾配 $\theta = 13$ °とし，堰堤モデルから上流部 50 cm はアクリル底面のままとし，その上流部に 50 cm の長さにわたり前述と同じ底面粗度を設置した．また，礫塊の初期配置は，底面粗度の上端から 45 kg の礫を上流側に 1.5 m にわたり厚さ 3.0 cm になるように礫を敷きならした．さらに，その上流に台形状に礫塊を設置し，後方から水流を与えた．

水流は，20 ℓの水を前面深さ 30 cm に貯めた水を一挙に開放し，ダムブレイク方式で水流を与えると同時に，ポンプにより流量約 0.06 m^3/s の流水を 5.0 s 間与えた．

(a)　先端形状



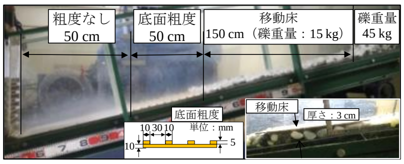
(b)　初期配置状態



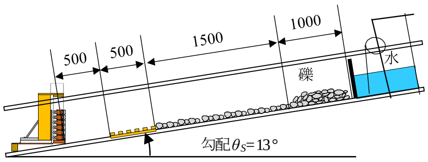
(c)　河床状態

図-II.1　先頭集中型発生時の水路

(a)　先端形状



(b)　初期配置状態



(c)　河床状態

図-II.2　くさび型発生時の水路

表-II.1　実験ケース

土石流形状	重錘質量（kg）	回数
くさび型	1	各5回
	3	
	4	
	5	
	6	
	7	
	8	
先頭集中型	4	
	6	
	7	
	8	
	9	
	10	
	11	

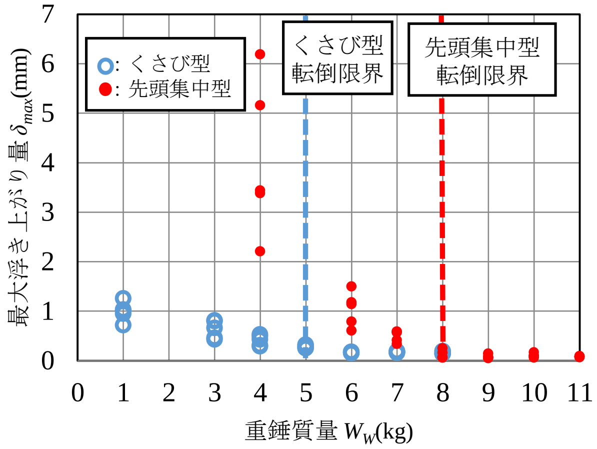


図-II.3　最大浮き上がり量～重錘質量関係

2.3　実験ケース

実験ケースは，**第 4 章 4.2 節**で述べた方法によって，透過型モデルの上部に載せる重錘質量を変化させて行う．また，前述のように土石流の生起条件を変化させ組み合わせる．よって，**表-II.1** に示す実験ケースで行った．

3　実験結果

3.1　転倒限界の重錘質量

実験は，土石流を同じ状態を保ちつつ衝突させて，ケースごとに堰堤の重錘質量を変化させて転倒の有無を確認する．実験の転倒機構は，抵抗モーメントが不足すると，本堤部は 0.2 s 間くらい回転（浮き上がり）し，元に戻るようになっている．**図-II.3** に，衝突実験における最大浮き上がり量～重錘質量関係を示す．先頭集中型のケースが重錘質量 W_W=4 kg，6 kg，7 kg の時，同一抵抗でもばらつきがあるが，概して最大浮き上がり量は重錘質量の増加とともに減少する．

重錘質量 W_W = 8 kg 以上では，最大浮き上がり量はほぼ 0 mm となる．よって，限界状態が W_W = 8 kg として，**図-4.6** から重錘質量 W_W=8 kg の抵抗モーメントを求めると，M_r=30.6 N･m となり，先頭集中型では M_{at}= 30.6 N･m に相当する作用モーメントが生じていることになる．

一方，くさび型のケースも重錘質量 W_W=1 kg，3 kg，4 kg の時，同一抵抗でばらつくが，最大浮き上がり量は重錘質量の増加とともに減少する．そして，重錘質量 W_W = 5 kg 以上では，最大浮き上がり量はほぼ 0 mm となる．よって，限界状態が W_W = 5 kg として，**図-4.6** から W_W = 5 kg の抵抗モーメントを求めると，M_r = 22.1

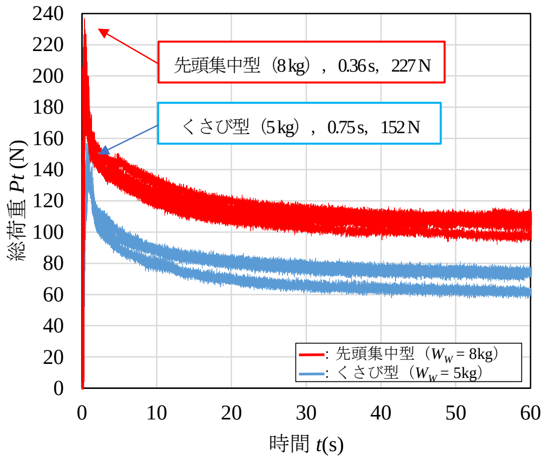


図-II.4　総荷重～時間関係

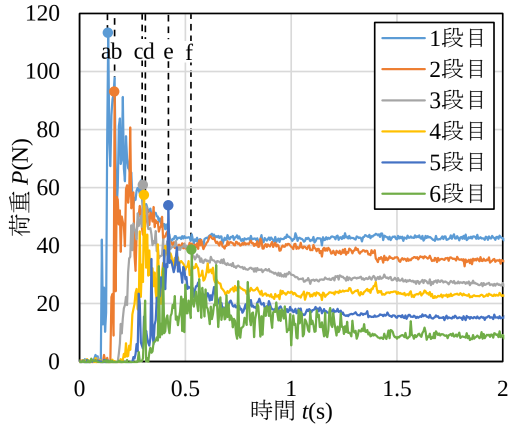


図-II.5　先頭集中型の各段における荷重～時間関係（$W_W = 8$ kg）

N･m となる．この 2 つの転倒限界の作用モーメントを比較すると先頭集中型はくさび型の 38 %大きい作用モーメントが生じていることになる．

3.3 総荷重の比較

図-II.4 に，接近形状ごとの転倒限界（$W_W = 5$ kg と $W_W = 8$ kg）付近における各実験の総荷重～時間関係を比較して示す．総荷重とは，計測された各段の荷重の積算値である．

先頭集中型の総荷重（$W_W = 8$ kg）は，土石流の先端部が衝突して 0.26 s 後に最大総荷重（P_t=227 N）に達している．その後，荷重は急激に減少し，1.0 s 後以降はなだらかに荷重が減少し，$t = t_0 + 60.0$ s に収束していく．

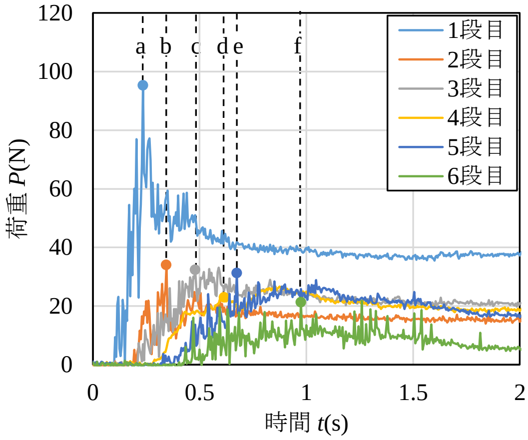


図-II.6　くさび型の各段における荷重～時間関係（$W_W = 5$ kg）

くさび型の総荷重（$W_W = 5$ kg）は，衝突して $t = t_0 + 0.65$ s 後に最大総荷重（$P_t = 155$ N）に達する．その後の荷重は，先頭集中型と同様に減少し $t = t_0$ +，60.0 s に収束していく．先頭集中型とくさび型の総荷重を比較すると，先頭集中型の方が最大総荷重は 46 %，堆砂礫荷重は 54 %ほど大きくなっている．つまり，礫が先頭に集中することにより最大総荷重に及ぼす衝撃的な影響が大きくなる．

3.4 各段の荷重～時間関係の比較

図-II.5 に，先頭集中型（$W_W = 8$ kg）における各段の荷重～時間関係を示す．荷重の零からの立ち上がり時点では，その段に土石流の先端が衝突したことを表している．各段とも衝突すると，一気に最大荷重に増加している．各段概ね 0.04 s の時間差で衝突が発生する．一方，最大荷重発生時間は，1 段目は $t = t_0 + 0.14$ s であり，2 段目は 0.17 s，3 段目は 0.30 s，4 段目は 0.31 s，5 段目は 0.43 s，6 段目は 0.53 s である．

各段の最大荷重は，1 段目は 113 N，2 段目は 93 N，3 段目は 61 N，4 段目は 57 N，5 段目は 54 N，6 段目は 39 N となり，衝突点が高くなるにつれて小さくなっている．これは先行停止礫の影響により，後続の礫が先行停止礫と細かな衝突を繰り返すことで速度を失うことによるものと考えられる [6),7)]．

図-II.6 に，くさび型（$W_W = 5$ kg）における各段の荷重～時間関係を示す．各段概ね 0.06 s の時間差で衝突が発生している．最大荷重発生時間は，1 段目は $t = t_0 + 0.24$ s であり，2 段目は 0.35 s，3 段目は 0.49 s，4 段目は

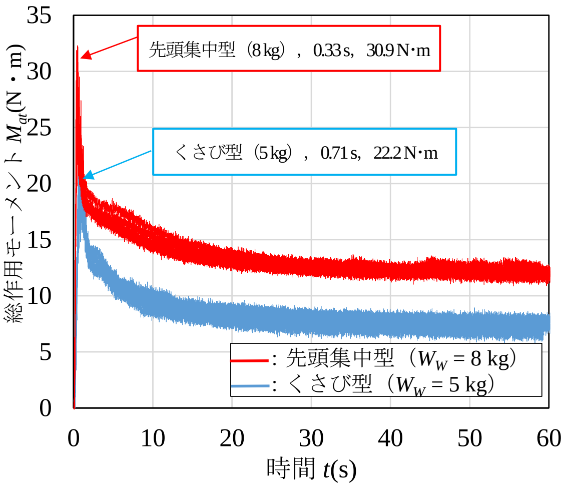


図-II.7　総作用モーメント～時間関係

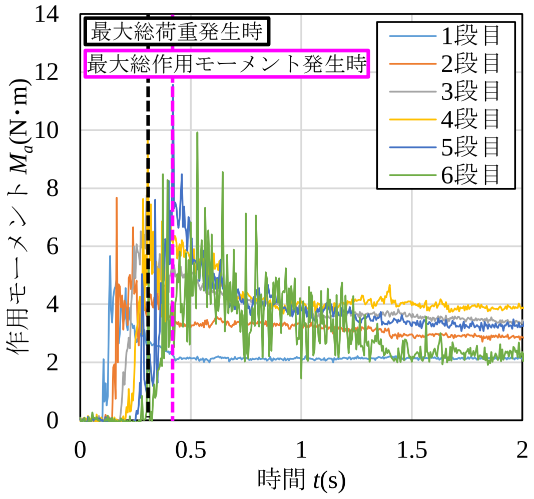


図-II.8　先頭集中型の各段における作用モーメント～時間関係（W_W = 8 kg）

0.61 s，5 段目は 0.68 s，6 段目は 0.98 s である．ただし，1 段目の最大荷重発生時から 6 段目の最大荷重発生時間の時間差を比較すると，先頭集中型が 0.39 s に対してくさび型は，0.74 s と高さ方向の時間遅れが顕著である．

各段の最大荷重は，1 段目は 95 N，2 段目は 34 N，3 段は 33 N，4 段目は 27 N，5 段目は 31 N，6 段目は 22 N となり，1 段目のみが堆砂礫荷重に比して顕著に大きな値となるが，2 段目より上段では先頭集中型ほど大きな衝突荷重が生じない．

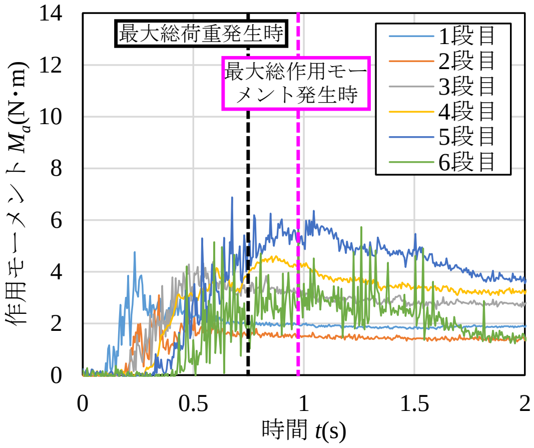


図-II.9　くさび型の各段における作用モーメント～時間関係（W_W = 5 kg）

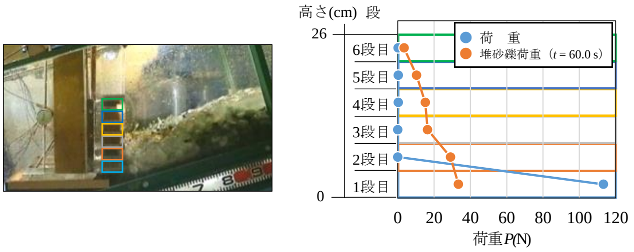
3.5 総作用モーメントの比較

図-II.7 に，総作用モーメント～時間関係を示す．総作用モーメントとは，各段で計測された荷重に蝶番からの距離を乗じて求めた各段の作用モーメントの積算値である．先頭集中型（W_W = 8 kg）における総作用モーメントは，土石流が衝突して 0.33 s 後に最大総作用モーメント（M_{at}=30.9 N·m）に達している．その後，急激に作用モーメントは減少し，徐々に堆砂礫荷重の総作用モーメント（M_{at} = 11.9 N·m，$t = t_0 + 60.0$ s）に向かって収束している．

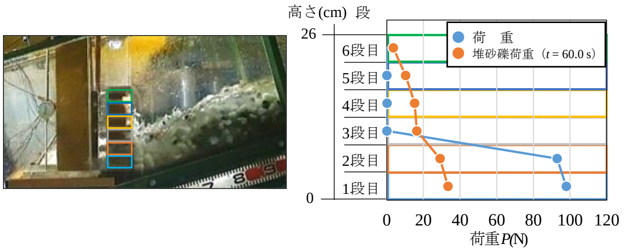
くさび型（W_W = 5 kg）における総作用モーメント～時間関係では，衝突後，0.81 s 後に最大総作用モーメント（M_{at} = 22.2 N·m）に達している．その後，急激に総作用モーメントは減少し，徐々に堆砂礫荷重の総作用モーメント（M_{at} = 7.1 N·m，$t = t_0 + 60.0$ s）に向かって収束している．先頭集中型とくさび型の総作用モーメントを比較すると，最大総作用モーメントは先頭集中型の方が 39 %，堆砂礫荷重による総作用モーメントは先頭集中型の方が 68 %ほど大きくなっている．つまり，衝突荷重と同様，作用モーメントについても先頭集中型の方が衝撃的な効果が大きい．

3.6 各段の作用モーメント～時間関係

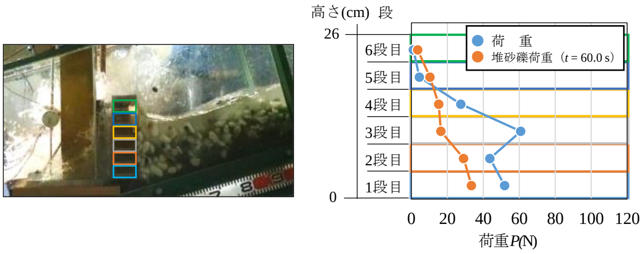
図-II.8 に，先頭集中型（W_W = 8 kg）における各段の作用モーメント～時間関係を示す．最大総作用モーメントは，図-II.7 に示す 5 段目の作用モーメントの最大値発生時刻とほぼ一致しており，上部の衝突荷重の支配要因が大きいことがわかる．各段の最大作用モーメントは，1 段目は 5.7 N・m，2 段目は 7.7 N・m，3 段目



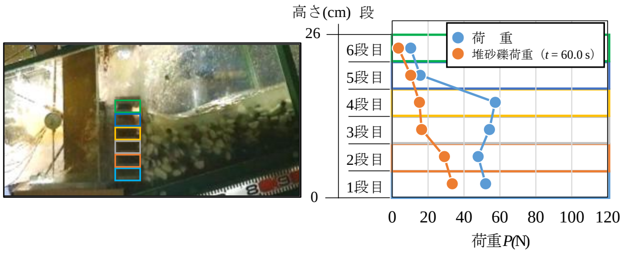
(a)　$t = t_0 + 0.04$ s（1段目最大荷重時）



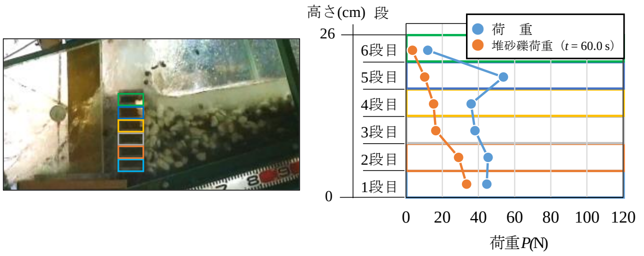
(b)　$t = t_0 + 0.07$ s（2段目最大荷重時）



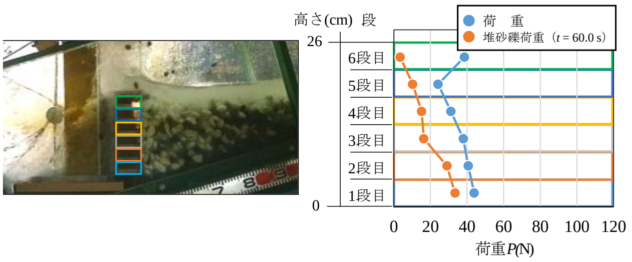
(c)　$t = t_0 + 0.2$ s（3段目最大荷重時）



(d)　$t = t_0 + 0.26$ s（4段目最大荷重時）



(e)　$t = t_0 + 0.33$ s（5段目最大荷重時）



(f)　$t = t_0 + 0.43$ s（6段目最大荷重時）

図-II.10　先頭集中型の捕捉過程と荷重の高さ分布（$W_W = 8$ kg）

は 7.6 N・m，4段目は 9.7 N・m，5段目は 11.6 N・m，6段目は 9.9 N・m となる．**図-II.5** の荷重は1段目が最大であったが，**図-II.8** の作用モーメントは5段目が最大となる．

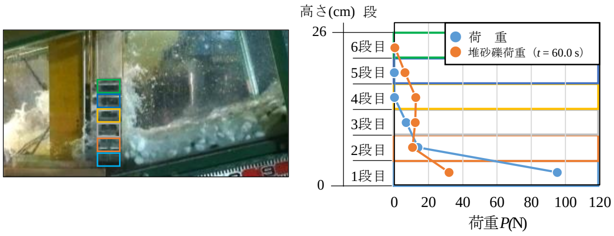
図-II.9 に，くさび型（$W_W = 5$ kg）における各段の作用モーメント～時間関係を示す．最大総作用モーメントは**図-II.9** に示す 6 段目の作用モーメントの最大値発生時刻とほぼ一致している．各段の最大作用モーメントは，1段目は 4.8 N・m，2段目は 3.1 N・m，3段目は 4.4 N・m，4段目は 4.6 N・m，5段目は 6.9 N・m，6段目は 5.7 N・m となり，くさび型においても，**図-II.6** の荷重は 1 段目が最大であったが，**図-II.9** の作用モーメントは 5 段目が最大となり，高さ方向に比例して大きくなっている．つまり，先頭集中型およびくさび型ともに，土石流の衝突荷重の載荷位置の高さが総作用モーメントに大きな影響を及ぼすことがわかる．

3.7 先頭集中型土石流の礫捕捉堆積過程と荷重分布の変化

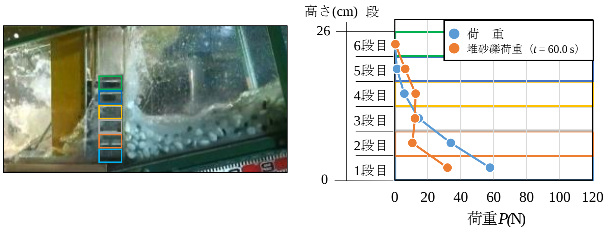
図-II.10 に，先頭集中型（$W_W = 8$ kg）における捕捉過程の様相と荷重分布（青線）を示す．比較のために礫圧が静止状態（$t = t_0 + 60.0$ s 後）の礫圧を橙線で示している．

図-II.10(a)の $t = t_0 + 0.04$ s は，**図-II.5a** の 1 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，土石流が衝突し，1段目（青）には礫が捕捉され，2段目の受圧梁にも幾つか衝突しているように見える．ただし，1段目のみに荷重（113 N）が生じており，1段目の堆砂礫荷重（33 N）の 3.4 倍である．

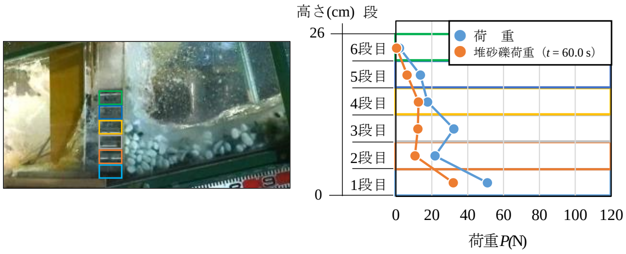
図-II.10(b)の $t = t_0 + 0.07$ s は，**図-II.5b** の 2 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，礫衝突面の深さは最大礫 3 個分になる．1，2段目にほぼ同じ大きさの荷重が生じるが，2段目の荷重（93 N）は，2段目の堆砂礫荷重（29 N）の 3.2 倍である．



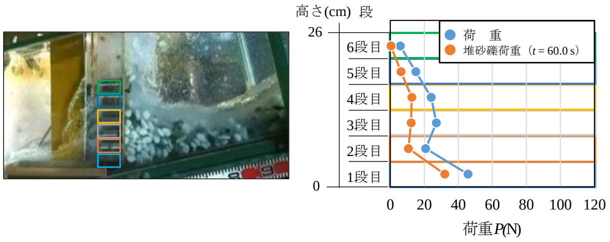
(a)　$t=t_0+0.14$ s（1 段目最大荷重時）



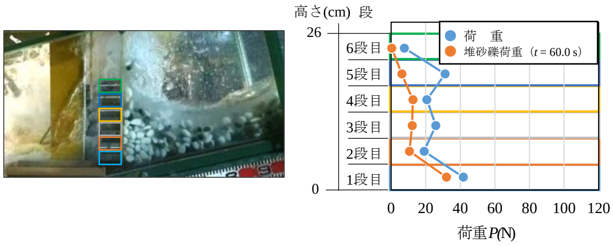
(b)　$t=t_0+0.25$ s（2 段目最大荷重時）



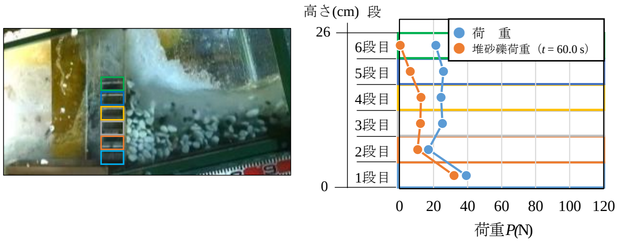
(c)　$t=t_0+0.39$ s（3 段目最大荷重時）



(d)　$t=t_0+0.51$ s（4 段目最大荷重時）



(e)　$t=t_0+0.58$ s（5 段目最大荷重時）



(f)　$t=t_0+0.88$ s（6 段目最大荷重時）

図-II.11　くさび型の捕捉過程と荷重の高さ分布（$W_W=5$ kg）

以降，**図-II.10(c)**，**(d)**，**(e)**においても，土石流到達後の荷重が最大となると，その大きさが堆砂礫荷重の 4～5 倍になる傾向が見受けられる．

図-II.10(f) の $t=t_0+0.43$ s では，**図-II.5f** として示した最上段の 6 段目（緑）の荷重が最大値に達した時のものであり，6 段目には数個の礫が衝突している．6 段目の荷重（39 N）は他の段と比して大きくないが，6 段目の堆砂礫荷重（3 N）の 13 倍であった．

3.8 くさび型土石流の礫捕捉堆積過程と荷重分布の変化

図-II.11 に，くさび型（$W_W=5$ kg）における捕捉過程の様相と荷重分布（青線）を示す．比較のために礫圧が静止状態（$t=t_0+60.0$ s 後）の礫圧を橙線で示している．

図-II.11(a)の $t=t_0+0.14$ s は，**図-II.6a** の 1 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，1 段目（青）の高さまで礫が捕捉されている．ただし，荷重は水流の影響により，3 段目にまで生じている．1 段目の荷重（95 N）は，1 段目の堆砂礫荷重（32 N）の 3.0 倍である．**図-II.10(a)**と比較すると，先頭集中型の最大荷重の 0.8 倍である．

図-II.11(b)の $t=t_0+0.25$ s は，**図-II.6b** の 2 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，3 段目の高さまで礫衝突が生じている．2段目の荷重（34 N）は，2段目の堆砂礫荷重（11 N）の3.4倍である．ただし，**図-II.10(b)**と比較すると，先頭集中型の最大荷重の 0.4 倍と極めて小さい．

図-II.11(c)，**(d)**は，それぞれ 3 段目，4 段目が土石流到達段の荷重が最大となる時のものであるが，荷重の大きさは，堆砂礫荷重のそれぞれ，2.8 倍，2.1 倍になる．ただし，**図-II.10** のものと比較すると，いずれも 0.5 倍と小さくなっている．

図-II.11(e)の $t=t_0+0.58$ s は，**図-II.6e** の 5 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，礫衝突は 5 段目まで

明確に確認できる．5段目の荷重（31 N）は，堆砂礫荷重（6 N）の 5.2 倍であり，上，下の荷重より大きくなっている．ただし，**図-II.10(e)**と比較すると，先頭集中型の最大荷重の 0.6 倍であり，くさび型の最大荷重の方が小さくなる．

図-II.11(f)の $t=t_0+0.88$ s は，**図-II.6f** の最上段の 6 段目の荷重が最大値に達した時のものであり，6 段目の荷重（21 N）である．**図-II.10(f)**と比較すると，先頭集中型の最大荷重の 0.6 倍である．

以上のように，概して先頭集中型よりくさび型における最大荷重および作用モーメントは小さくなる．これは，各礫が先行停止礫と衝突する区間が長くなるため，衝突荷重低減効果が先頭集中型よりも大きくなるためと考えられる[5),6)]．

4. 結　論

本付録では，土石流接近形状が透過型に作用する土石流衝突荷重に及ぼす影響について検討したものである．得られた成果をまとめると，以下のようになる．

1) くさび型の最大総荷重は，先頭集中型の 70 %程度，最大作用モーメントは先頭集中型の 80 %程度と相対的に小さくなる．最大荷重発生後，静的な堆砂礫荷重に収束するが，その大きさは最大荷重の 45 %程度である．また，堆砂礫荷重による作用モーメントは最大値の 31 %程度である．
2) 最大作用モーメントの発生時間は，先頭集中型およびくさび型とも最大荷重発生時間より遅れが生じ，堰堤上部での最大荷重発生時間により支配される．その遅れの程度は，くさび型の方が大きい．
3) 上部における衝突荷重が低減している場合でも，当該部分の静的な堆砂礫荷重の 2 倍以上となる．つまり，局所的にも衝突荷重の影響は大きい．なお，この静的な堆砂礫荷重に対する比率についても，先頭集中型の方が大きく，特に堰堤上部において顕著である．
4) 先頭集中型の方がくさび型よりも堰堤に対する衝突荷重は大きいが，その作用効果の定量的差異については堰堤構造を含めた解析を通じて検討する必要がある．