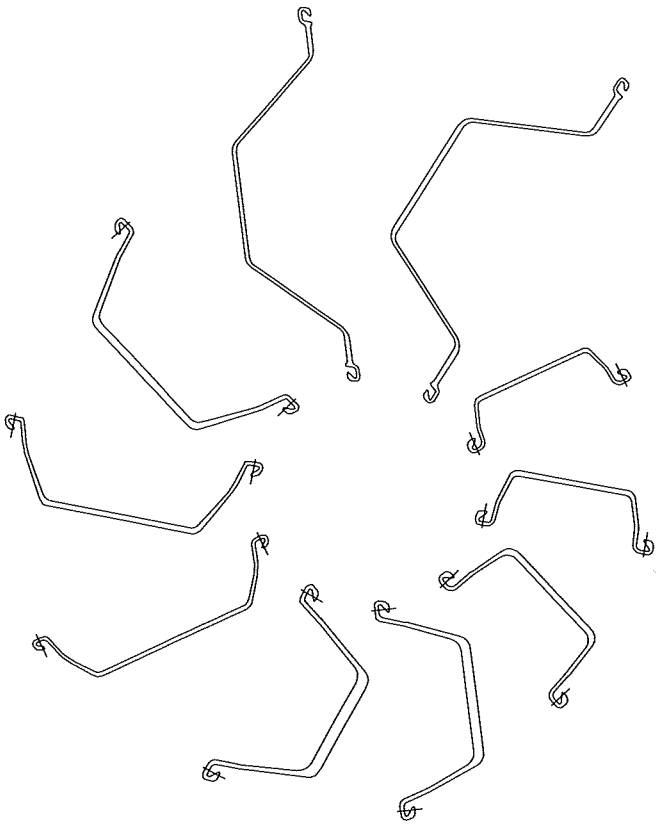
第１章　鋼矢板
第２章　鋼矢板の設計概論
第３章　設計条件
第４章　港湾構造物の設計
第５章　河川構造物の設計
第６章　漁港構造物の設計
第７章　農業水路護岸の設計
第８章　自立式道路擁壁の設計
第９章　機能・用途に応じた適用例
第10章　仮設構造物の設計
第11章　鋼矢板の施工
第12章　鋼材の腐食と防食
第13章　鋼矢板壁の止水・遮水

鋼　矢　板

設計から施工まで



一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

ま　え　が　き

昭和6年、我が国で鋼矢板の製造が開始されて82ヶ年が経過し、今や日本は世界最大級の鋼矢板生産国であり、国内はもとより広く海外に輸出しております。この間、鋼矢板工法は、高品質・大量生産可能な優れた圧延技術、設計・施工法に関するソフト開発、施工機械のハード開発などの着実な進展に支えられて、急速に普及発展し、いまでは河川工事、港湾工事、土留工事などの建設分野には欠かせない工法となっております。

本書は、ユーザー各位に鋼矢板工法を正しくご理解いただく目的で、昭和59年7月に初版を刊行致しました。以来、建設技術者から多大の信頼を得て、十数度の改訂を経て今日に至っております。しかし、さきの出版から7年が経過し、この間に新たな知見の蓄積がなされ、関係基準や規格等が改訂されています。このようなことから今般、最新の基準、鋼矢板技術を盛り込んだ改訂版を作成致しました。

本技術書は、鋼矢板工法をご理解いただく上で、必ずや皆様方のお役に立てるものと思います。本書を座右に置き、日常の業務にご活用いただくことにより、鋼矢板工法が社会資本整備の一端に貢献できますことを祈念しております。

平成26年10月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　代表理事

岡原　美知夫

改訂にあたって

本書は、昭和59年に初版を刊行して以来、鋼矢板に関する実務上の手引き、または辞書がわりとして、関係各位に多大にご利用いただき、当協会としてもたいへん意を強くしている次第です。

初版以降、各種技術基準の改訂や新しい調査・研究成果が発表される度、鋼矢板の設計・施工に関して、これらの最新の事項を盛り込むため内容の見直し・追補を行い改訂版としてご利用の便を図ってまいりました。

今回の改訂に当たっては、前回改定時から新しくなった基準・指針類である「港湾の施設の技術上の基準」（平成19年7月）および「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」（平成24年4月20日）等の製品規格改定を反映すると共に、新規に策定された「自立式鋼矢板擁壁 設計マニュアル」（平成19年12月）に基づく「自立式道路擁壁の設計」の章を追加いたしました。更に、鋼矢板工法のさまざまな採用事例を紹介する章に新しい事例を追記いたしました。また、施工に関しても最新の技術に見直しました。

このように内容をより充実し、分かりやすくなっておりますので、必ずや皆様の座右の書としてお役に立つものと信じております。

平成26年10月
鋼矢板技術委員会

目　次

第１章　鋼矢板

1.1　鋼矢板製造の概要 …… 1
1.1.1　製造の沿革 …… 1
1.1.2　鋼矢板の製造方法 …… 2
1.1.3　製造可能長 …… 2
1.2　鋼矢板の材料特性 …… 3
1.2.1　化学成分および機械的性質 …… 3
1.2.2　鋼矢板の種類と特長 …… 4
1.3 鋼矢板の形状寸法および断面性能 …… 6
1.3.1　U形鋼矢板 …… 6
1.3.2　ハット形鋼矢板 …… 7
1.3.3　直線形鋼矢板 …… 8
1.3.4　組合せ鋼矢板 …… 9
1.4　形状・寸法管理基準 …… 10
1.5　回転角度と互換性 …… 13
1.5.1　回転角度 …… 13
1.5.2　互換性 …… 14
1.6　腐食代を考慮した場合の断面性能 …… 15

第２章　鋼矢板壁の設計概論

2.1 鋼矢板壁の機能と分類 …… 23
2.1.1　構造壁 …… 23
2.1.2　止水壁および遮水壁 …… 24
2.1.3　応力遮断壁 …… 25
2.2 鋼矢板壁の梁理論 …… 26
2.2.1　地盤のバネ反力を考慮しない梁の理論 …… 26
2.2.2　地盤のバネ反力を考慮する梁の理論 …… 27
2.2.3　自立式鋼矢板壁の設計 …… 29
2.2.4　タイロッド式鋼矢板壁の設計 …… 40
2.3　壁面土圧 …… 57
2.3.1　クーロン系土圧式 …… 59
2.3.2　ランキン系土圧式 …… 60
2.3.3　鋼矢板壁に用いる土圧式 …… 61
2.3.4　設計基準等と採用土圧式 …… 69
2.4　水圧 …… 70
2.4.1　残留水圧 …… 70
2.4.2　地震時の動水圧 …… 70
2.5　波圧 …… 72
2.5.1　重複波 …… 72
2.5.2　砕波 …… 73
2.5.3　不規則波を考慮した波圧式 …… 75
2.6　津波 …… 76
2.7　掘削底面の安定 …… 77
2.7.1　ボイリング・パイピングの検討 …… 77
2.7.2　ヒービングの検討 …… 79

2.7.3 盤ぶくれの検討 …… 81
2.8 全体安定 …… 82
2.8.1 円弧すべり …… 82
2.8.2 滑動・支持力 …… 84
2.9 U形鋼矢板における継手効率の理論解 …… 87
2.10 数値解析法（ＦＥＭ解析）の紹介 …… 89

第３章 設計条件
3.1 鋼矢板関係基準等の概要 …… 93
3.1.1 自立式鋼矢板壁 …… 94
3.1.2 タイロッド式鋼矢板壁 …… 95
3.1.3 二重鋼矢板壁 …… 96
3.2 土質定数 …… 97
3.3 水平方向地盤反力係数 …… 104
3.4 材料の単位体積重量 …… 106
3.5 鋼矢板の腐食代及び防食法に関する基準 …… 107
3.6 継手効率 …… 108

第４章 港湾構造物の設計
4.1 設計条件 …… 111
4.1.1 信頼性設計法の導入 …… 111
4.1.2 レベル１信頼性設計法 …… 111
4.1.3 上載荷重 …… 112
4.1.4 地震動および耐震性能照査法 …… 112
4.2 自立式鋼矢板壁の設計 …… 115
4.3 タイロッド式鋼矢板壁の設計 …… 130
4.4 鋼矢板セル工法の設計 …… 180
4.4.1 概要 …… 180
4.4.2 設計方法 …… 181
4.4.3 壁体に作用する土圧 …… 182
4.4.4 根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度 …… 183
4.4.5 壁体のせん断変形に関する検討 …… 183
4.4.6 壁体全体としての安定の検討 …… 190
4.4.7 壁体天端の許容変位量 …… 197
4.4.8 セル平面形状の決定 …… 198
4.4.9 鋼矢板張力の検討 …… 199
4.4.10 Ｔ矢板の設計 …… 199
4.4.11 上部工の設計 …… 200
4.4.12 鋼矢板セル工法の設計例 …… 201

第５章 河川構造物の設計
5.1 設計条件 …… 211
5.1.1 上載荷重 …… 211
5.1.2 設計震度 …… 212
5.2 自立式鋼矢板壁の設計 …… 213

第６章　漁港構造物の設計

6.1 設計条件 …… 221
6.1.1　上載荷重 …… 221
6.1.2　設計震度 …… 221
6.2　自立式鋼矢板壁護岸の設計 …… 222
6.3　タイロッド式鋼矢板壁護岸の設計 …… 222
6.4　二重矢板式防波堤の設計 …… 234
6.4.1　堤体の設計 …… 234
6.4.2　設計手順 …… 235
6.4.3　有効堤高の算定 …… 236
6.4.4　鋼矢板の抵抗モーメントの計算 …… 236
6.4.5　鋼矢板応力度の検討 …… 237
6.4.6　鋼矢板根入れ長の計算 …… 237
6.4.7　地盤支持力の検討 …… 237
6.4.8　タイロッド・腹起しの設計 …… 239
6.4.9　二重矢板式防波堤の設計例 …… 240

第７章　農業水路護岸の設計

7.1 設計条件 …… 251
7.1.1 上載荷重 …… 251
7.1.2 設計震度 …… 254
7.2　自立式鋼矢板護岸の設計 …… 258

第８章　自立式道路擁壁の設計

8.1　適用範囲 …… 265
8.2　設計の基本方針 …… 265
8.2.1　設計の基本 …… 265
8.2.2　鋼矢板擁壁に必要な性能 …… 265
8.3　設計条件 …… 267
8.3.1　設計荷重 …… 267
8.3.2　荷重の組合せ …… 271
8.3.3　許容応力度の割増し …… 271
8.3.4　水平方向地盤反力係数 …… 272
8.3.5　許容変位量 …… 273
8.4　自立式鋼矢板擁壁の設計 …… 274

第９章　機能・用途に応じた適用例

9.1　沈下対策 …… 281
9.1.1　特長 …… 281
9.1.2　数値解析による検討例 …… 282
9.1.3　設計法 …… 282
9.1.4　実施例 …… 283
9.2　耐震対策 …… 284
9.2.1　盛土構造物の耐震対策 …… 284
9.2.2　基礎構造物の耐震対策 …… 286
9.2.3　地中構造物の液状化対策 …… 286
9.3　鋼矢板芯壁堤 …… 287

9.3.1 鋼矢板芯壁堤の特長 …… 287
9.3.2 洪水対策構造の検討例 …… 288
9.3.3 液状化対策としての検討 …… 289
9.4 環境に配慮した鋼矢板工法 …… 291
9.4.1 特長 …… 291
9.4.2 施工実績 …… 291
9.5 止水・遮水対策 …… 294
9.5.1 鋼矢板止水壁 …… 294
9.5.2 鋼矢板遮水壁 …… 297
9.6 透水性鋼矢板 …… 299
9.6.1 特長 …… 299
9.6.2 透水孔の配置 …… 299
9.6.3 効果 …… 300
9.6.4 透水性鋼矢板の断面性能 …… 301

第10章 仮設構造物の設計

10.1 概要 …… 305
10.2 仮設構造物に作用する土圧・水圧 …… 308
10.3 仮設構造物の許容応力度 …… 313
10.3.1 鋼矢板の許容応力度 …… 313
10.3.2 切梁・腹起しの許容応力度 …… 314
10.4 中小規模土留めの設計（掘削深さ10ｍ未満） …… 315
10.4.1 設計の手順 …… 315
10.4.2 鋼矢板壁の断面性能 …… 316
10.4.3 つり合い深さ・仮想支持点の計算 …… 316
10.4.4 根入れ長の計算 …… 316
10.4.5 応力度の計算 …… 317
10.4.6 剛性の検討 …… 317
10.4.7 腹起しおよび切梁に作用する荷重 …… 319
10.4.8 腹起しの計算 …… 319
10.4.9 切梁の計算 …… 320
10.5 大規模土留めの設計（掘削深さ10ｍ以上、30ｍ未満） …… 321
10.5.1 設計の手順 …… 321
10.5.2 断面設計 …… 322
10.5.3 大規模土留めに用いる側圧および水圧 …… 322
10.5.4 根入れ長の計算 …… 324
10.5.5 鋼矢板の応力度・変位の計算 …… 326
10.5.6 弾塑性法の入力値の計算 …… 328
10.5.7 腹起しおよび切梁に作用する荷重 …… 329
10.5.8 腹起しおよび切梁の計算 …… 329
10.6 二重締切り工の設計 …… 330
10.6.1 荷重 …… 330
10.6.2 材料 …… 330
10.6.3 土圧・水圧 …… 330
10.6.4 せん断安定に対する検討 …… 333
10.6.5 滑動に対する検討 …… 335
10.6.6 基礎地盤の支持力に関する検討 …… 336
10.6.7 鋼矢板壁の設計 …… 338

10.6.8 タイ材および腹起しの設計 …… 340
10.6.9 遮水効果（浸透路長）に対する検討 …… 341
10.6.10 地盤の液状化時の安定性に対する検討 …… 342
10.6.11 二重締切り工の設計例 …… 344

第11章 鋼矢板の施工

11.1 施工計画 …… 357
11.1.1 調査 …… 357
11.1.2 工程計画 …… 357
11.1.3 要員計画 …… 358
11.1.4 資機材調達計画 …… 358
11.1.5 品質管理計画 …… 358
11.1.6 防災安全計画 …… 359
11.2 鋼矢板の取扱い …… 360
11.2.1 輸送 …… 360
11.2.2 保管および取扱い …… 361
11.2.3 吊り込み長さ …… 364
11.3 異形鋼矢板 …… 365
11.3.1 U形鋼矢板 …… 365
11.3.2 ハット形鋼矢板 …… 367
11.3.3 コーナー鋼矢板 …… 367
11.4 鋼矢板の溶接継手 …… 368
11.5 施工管理 …… 376
11.5.1 鋼矢板工の出来形管理基準 …… 376
11.5.2 鋼矢板の打込み …… 378
11.5.3 鋼矢板の引抜き …… 389
11.5.4 控え工 …… 390
11.5.5 腹起し工 …… 392
11.5.6 タイロッド、タイワイヤ工 …… 393
11.5.7 裏込工 …… 398
11.5.8 埋立工 …… 399
11.5.9 掘削工 …… 399
11.5.10 コーピングコンクリート …… 400
11.5.11 修景 …… 407
11.6 施工方法 …… 410
11.6.1 打撃工法 …… 412
11.6.2 バイブロハンマ工法 …… 413
11.6.3 アースオーガ併用圧入工法（三点式杭打機） …… 416
11.6.4 油圧式圧入引抜工法 …… 417
11.6.5 施工方法の選定 …… 420
11.6.6 ベースマシン …… 422
11.6.7 台船を用いた施工 …… 424
11.7 鋼矢板の溶接施工 …… 425
11.7.1 溶接法 …… 425
11.7.2 溶接材料 …… 425
11.7.3 溶接機 …… 426
11.7.4 溶接工 …… 427
11.7.5 溶接施工 …… 428
11.7.6 検査 …… 430

第12章　鋼材の腐食と防食

12.1　腐食 …… 433
12.1.1　鋼材の腐食 …… 433
12.1.2　鋼表面のさび層の厚さと板厚減少量の関係 …… 433
12.1.3　海洋環境における腐食 …… 434
12.1.4　河川環境における腐食 …… 435
12.1.5　土中および大気中腐食 …… 436
12.1.6　その他の腐食 …… 437
12.2　防食 …… 438
12.2.1　腐食代による対策 …… 440
12.2.2　コンクリート被覆による防食 …… 440
12.2.3　塗装による防食 …… 440
12.2.4　ペトロラタム被覆（ライニング）防食 …… 440
12.2.5　電気防食 …… 441
12.3　重防食鋼矢板 …… 448
12.3.1　重防食鋼矢板製品の仕様 …… 448
12.3.2　重防食鋼矢板の被覆面積 …… 450
12.3.3　重防食異形鋼矢板の注意事項 …… 451
12.3.4　重防食鋼矢板の施工 …… 452
12.3.5　重防食鋼矢板の施工傷と補修 …… 454
12.4　鋼矢板（防食）の維持管理 …… 455
12.4.1　点検および点検による劣化判断 …… 455
12.4.2　防食法の補修方法 …… 458
12.4.3　鋼矢板の点検と評価 …… 458
12.4.4　鋼矢板の補修 …… 458

第13章　鋼矢板壁の止水・遮水

13.1　鋼矢板壁の止水性能 …… 461
13.2　鋼矢板継手の止水材・遮水材 …… 462
13.2.1　膨潤性止水材・遮水材の種類 …… 463
13.2.2　膨潤性止水材・遮水材の塗布作業 …… 464

参考資料

資料1　鋼矢板標準製品仕様書 …… 469
資料2　重防食鋼矢板製品仕様書 …… 485
資料3　異形鋼矢板製作要領書 …… 507
資料4　付属品材料表 …… 511
1．タイロッド …… 511
2．タイワイヤ …… 516
〔1〕タイロープ …… 516
〔2〕タイブル …… 518
〔3〕タイケーブル …… 520
資料5　溝形鋼 …… 521
資料6　H形鋼杭 …… 522
資料7　鋼管矢板 …… 523

第1章　鋼矢板

1.1　鋼矢板製造の概要

1.1.1　製造の沿革

我が国で鋼矢板工法が本格的に採用されたのは、1923年の関東大震災の復興事業が契機となっています。その際、世界各国から鋼矢板が大量に輸入され、港湾や河川等の復旧工事において、その急速性や安全性等が遺憾なく発揮されました。その結果、鋼矢板の国産化が模索され、昭和初期に官営八幡製鉄所において製造が開始されました。その後、鋼矢板は土留め・締切工等の仮設構造物に留まらず、護岸・岸壁・擁壁等の永久構造物や止水壁として港湾・河川や道路をはじめてとして幅広い建設分野に普及しています。我が国における主な鋼矢板製造の沿革を下記に示します。

昭和　6年 (1931)：官営八幡製鐵所でU形鋼矢板(ラカワナ系)の製造販売開始
昭和30年 (1955)：八幡製鐵が直線形鋼矢板の製造販売開始
昭和32年 (1957)：日本鋼管がビルドアップによる鋼矢板の製造販売開始
昭和34年 (1959)：八幡製鐵がZ形鋼矢板の製造販売開始
昭和35年 (1960)：富士製鐵がU形鋼矢板(ラルゼン系)の製造販売開始
昭和38年 (1963)：八幡製鐵、富士製鐵が改良U形鋼矢板の製造販売開始
昭和39年 (1964)：八幡製鐵がH形鋼矢板の製造販売開始
昭和41年 (1966)：富士製鐵が組合せ鋼矢板の製造販売開始
昭和42年 (1967)：川崎製鉄がU形鋼矢板の製造販売開始
昭和42年 (1967)：「JIS A 5528 鋼矢板」が制定される。
昭和44年 (1969)：日本鋼管がU形鋼矢板の製造販売開始
昭和45年 (1970)：八幡製鐵と富士製鐵が合併し新日本製鐵となる。
昭和52年 (1977)：住友金属工業がU形鋼矢板の製造販売開始
昭和58年 (1983)：JIS規格改訂、鋼管矢板を分離し「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」となる。
昭和62年 (1987)：ラカワナ系U形鋼矢板の製造中止
平成　7年 (1995)：H形鋼矢板の製造中止
平成　9年 (1997)：Z形鋼矢板の製造中止
平成　9年 (1997)：広幅型U形鋼矢板製造販売開始
平成12年 (2000)：「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」が制定される。
平成15年 (2003)：川崎製鉄と日本鋼管が統合しJFEスチールとなる。
平成17年 (2005)：ハット形鋼矢板製造販売開始
平成24年 (2012)：新日本製鐵と住友金属工業が統合し新日鐵住金となる。

1.1.2　鋼矢板の製造方法

鋼矢板は製鉄所において熱間圧延により製造されます。圧延設備はメーカーあるいは工場により若干異なりますが、概ね図-1.1.1の製造ラインにより鋼矢板の製造が行われています。

鋼矢板は、ブルームまたはスラブと呼ばれる矩形断面の鋼片を、加熱炉で約1250℃前後に加熱した後、圧延されます。

鋼片は複雑な形状の孔形ロールを持つ圧延機を何回も通る間に、少しずつ成形が重ねられて最終の鋼矢板断面に到ります。圧延を終えた鋼矢板は、高温の状態でただちに所定の製品長さに切断されます。冷却された鋼矢板は、ローラー矯正機やプレス矯正機を通り圧延の際生じた曲りや反りが矯正されます。

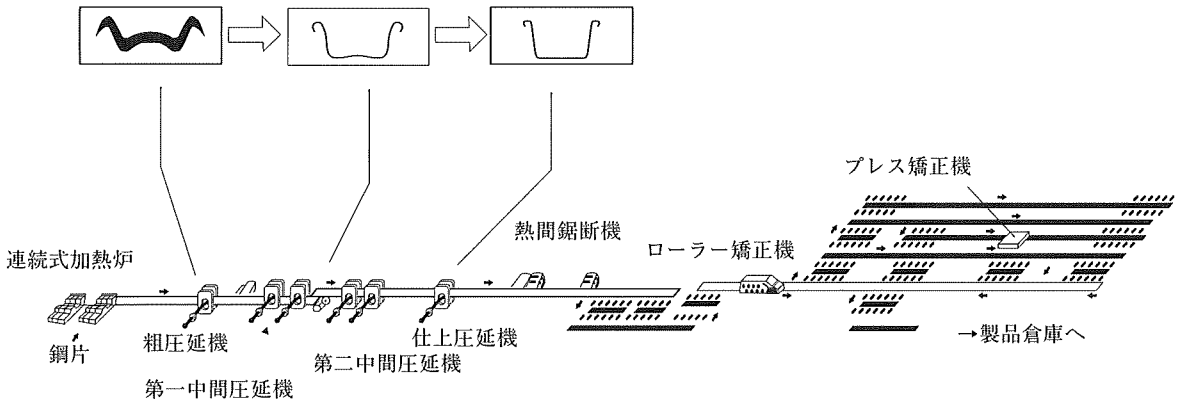


図-1.1.1　鋼矢板の製造ラインの例

1.1.3　製造可能長

鋼矢板の熱間圧延時の製造長さは一般に30ｍ以下なので、それを超えるものについては、メーカーにお問合せください。また、長さが30ｍ以下であっても標準長さ（6～20ｍ、500ｍｍ間隔）と異なる場合（短尺・長尺・端尺）には、「長さエキストラ」の対象となりますので、メーカーにご確認下さい。

なお、製造が可能な長さであっても、輸送手段や輸送経路、施工条件等によって長さ制限を受けることがありますのでご注意下さい（第11章　参照）。

1.2 鋼矢板の材料特性

鋼矢板の規格は、「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」[1] または、「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」[2] によります。

1.2.1 化学成分および機械的性質

鋼矢板の JIS A 5523 の SYW295 および SYW390、また、JIS A 5528 の SY295 および SY390 で規定されている化学成分を表-1.2.1 に、機械的性質を表-1.2.2 に示します。溶接を実施する場合は、「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」(SYW) を推奨します。

表-1.2.1 化学成分

規格	種類の記号	化学成分 (%)						炭素当量 Ceq. (%)
		C;炭素	Si;ケイ素	Mn;マンガン	P;リン	S;硫黄	フリー窒素	
JIS A 5523	SYW295	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	0.0060以下	0.44以下
	SYW390	0.18以下	0.55以下	1.50以下	0.040以下	0.040以下	0.0060以下	0.45以下
JIS A 5528	SY295	—	—	—	0.040以下	0.040以下	—	—
	SY390	—	—	—	0.040以下	0.040以下	—	—

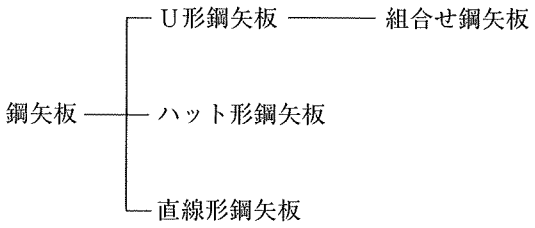
(註) 炭素当量 Ceq (%) = C+Mn/6+Si/24+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14

表-1.2.2 機械的性質

規格	種類の記号	降伏点又は耐力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	試験片	伸び (%)	シャルピー・吸収エネルギー(J)				
						試験温度 (℃)	標準試験片	サブサイズ試験片		試験片及び試験片採取方向
							10×10mm	10×7.5mm	10×5mm	
JIS A 5523	SYW295	295 以上	450 以上	1 A号	18 以上	0	43 以上	32 以上	22 以上	Vノッチ圧延方向
				14B号	24 以上					
	SYW390	390 以上	490 以上	1 A号	16 以上					
				14B号	20 以上					
JIS A 5528	SY295	295 以上	450 以上	1 A号	18 以上	—	—	—	—	—
				14B号	24 以上	—	—	—	—	—
	SY390	390 以上	490 以上	1 A号	16 以上	—	—	—	—	—
				14B号	20 以上	—	—	—	—	—

1.2.2 鋼矢板の種類と特長

現在、国内で製造されている熱間圧延鋼矢板の種類を以下に示します。



〔1〕 U形鋼矢板

U形鋼矢板は、有効幅が400mm、500mm、および600mmのものがあり、堅牢で繰り返し使用に適し、仮設構造物にも多く使用されています。断面は左右対称で、継手を嵌合して壁体とすると、単体の有効高さの2倍の鋼製連続壁が構成されます（図-1.2.1参照）。

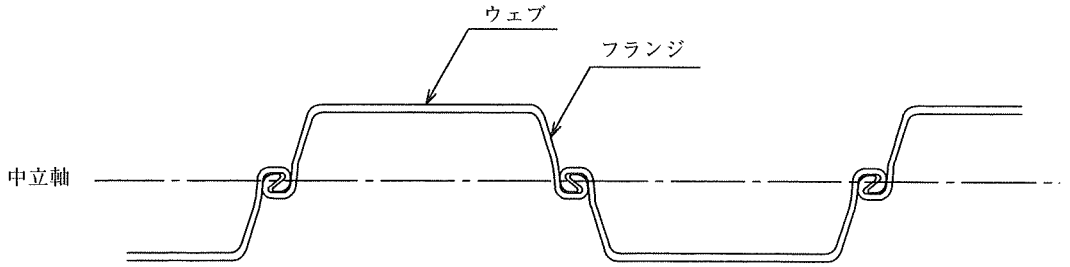


図-1.2.1 U形鋼矢板

〔2〕 ハット形鋼矢板

ハット形鋼矢板は、施工性、構造信頼性、経済性を追求した鋼矢板です。有効幅が900mmの断面形状で、継手位置は壁体の最外縁に配置されています（図-1.2.2参照）。

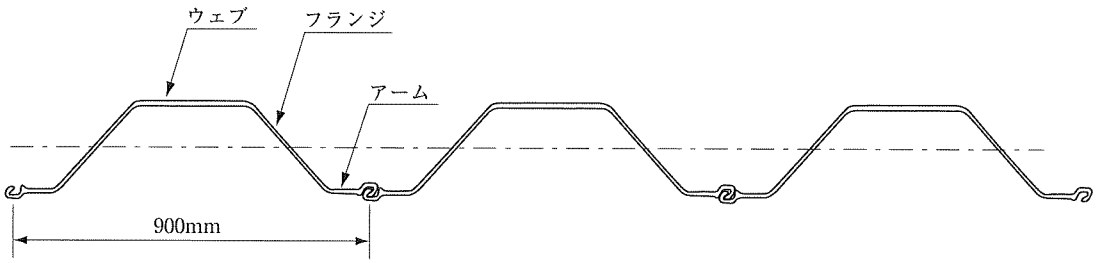


図-1.2.2 ハット形鋼矢板

〔3〕 直線形鋼矢板

直線形鋼矢板は直線部の両端に継手を有し（図-1.2.3参照）、継手強度が非常に強いのが特長です。

図-1.2.3　直線形鋼矢板

〔4〕 組合せ鋼矢板

組合せ鋼矢板は、U形鋼矢板を筒形に組合せ、これを溶接したもので、大きな断面係数が得られます。設計、施工条件に応じて組合せ長さを変えることができます（図-1.2.4参照）。

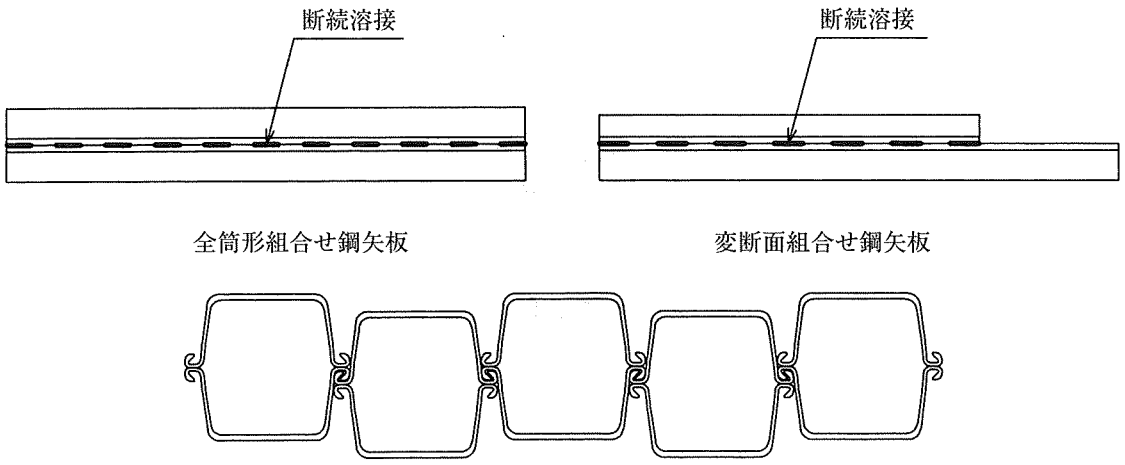
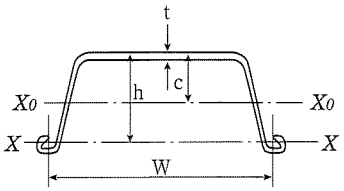
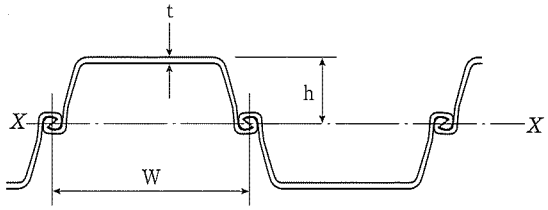


図-1.2.4　組合せ鋼矢板

1.3 鋼矢板の形状寸法および断面性能

1.3.1 U形鋼矢板



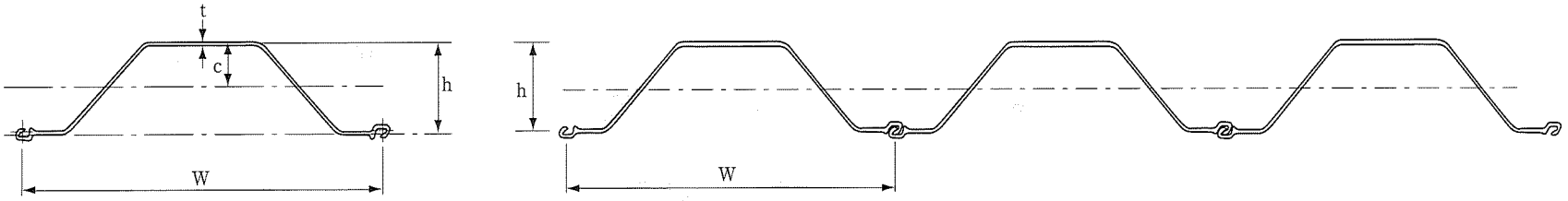


種類		寸法			質量		断面積		表面積		断面二次モーメント		断面係数		塑性断面係数／弾性断面係数
		W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m^2	1枚当り m^2 (cm^2)	壁幅1m当り m^2/m (cm^2/m)	1枚当り m^2	壁幅1m当り m^2/m	1枚当り m^4 (cm^4)	壁幅1m当り m^4/m (cm^4/m)	1枚当り m^3 (cm^3)	壁幅1m当り m^3/m (cm^3/m)	Zp/Ze
NS-SP-Ⅱ JFESP-2	Ⅱ	400	100	10.5	48.0	120	6.118×10^{-6} (61.18)	1.530×10^{-5} (153.0)	1.33	1.66	124×10^{-7} (1,240)	874×10^{-7} (8,740)	152×10^{-6} (152)	874×10^{-6} (874)	1.14
NS-SP-Ⅲ JFESP-3	Ⅲ	400	125	13.0	60.0	150	7.642×10^{-6} (76.42)	1.910×10^{-5} (191.0)	1.44	1.80	222×10^{-7} (2,220)	168×10^{-6} (16,800)	223×10^{-6} (223)	134×10^{-5} (1,340)	1.13
NS-SP-Ⅳ JFESP-4	Ⅳ	400	170	15.5	76.1	190	9.699×10^{-6} (96.99)	2.425×10^{-5} (242.5)	1.61	2.01	467×10^{-7} (4,670)	386×10^{-6} (38,600)	362×10^{-6} (362)	227×10^{-5} (2,270)	1.14
NS-SP-V_L JFESP-5$_L$	V_L	500	200	24.3	105.0	210	1.338×10^{-5} (133.8)	2.676×10^{-5} (267.6)	1.75	1.75	796×10^{-7} (7,960)	630×10^{-6} (63,000)	520×10^{-6} (520)	315×10^{-5} (3,150)	1.16
NS-SP-VI_L JFESP-6$_L$	VI_L	500	225	27.6	120.0	240	1.530×10^{-5} (153.0)	3.060×10^{-5} (306.0)	1.83	1.83	114×10^{-6} (11,400)	860×10^{-6} (86,000)	680×10^{-6} (680)	382×10^{-5} (3,820)	1.18
NS-SP-$Ⅱ_W$ JFESP-2$_W$	$Ⅱ_W$	600	130	10.3	61.8	103	7.870×10^{-6} (78.7)	1.312×10^{-5} (131.2)	1.71	1.43	211×10^{-7} (2,110)	130×10^{-6} (13,000)	203×10^{-6} (203)	100×10^{-5} (1,000)	1.13
NS-SP-$Ⅲ_W$ JFESP-3$_W$	$Ⅲ_W$	600	180	13.4	81.6	136	1.039×10^{-5} (103.9)	1.732×10^{-5} (173.2)	1.90	1.58	522×10^{-7} (5,220)	324×10^{-6} (32,400)	376×10^{-6} (376)	180×10^{-5} (1,800)	1.14
NS-SP-$Ⅳ_W$ JFESP-4$_W$	$Ⅳ_W$	600	210	18.0	106.0	177	1.353×10^{-5} (135.3)	2.255×10^{-5} (225.5)	1.98	1.65	863×10^{-7} (8,630)	567×10^{-6} (56,700)	539×10^{-6} (539)	270×10^{-5} (2,700)	1.16

＊備考： 1. 壁幅1m当りの質量は（1枚当りの質量×$\frac{1,000}{W\text{（有効幅）}}$）の数値をJIS Z 8401により丸めた数値です。

2. 1枚当りの表面積は両面についての数値です。

3. 壁幅1m当りの表面積は打込み後の片面についての数値です。

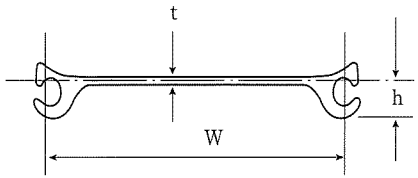


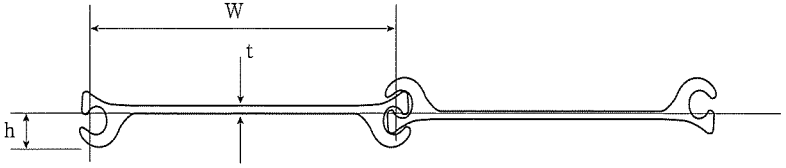
種類		寸法			質量		断面積		表面積		断面二次モーメント		断面係数		塑性断面係数／弾性断面係数
		W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m²	1枚当り m² (cm²)	壁幅1m当り m²/m (cm²/m)	1枚当り m²	壁幅1m当り m²/m	1枚当り m⁴ (cm⁴)	壁幅1m当り m⁴/m (cm⁴/m)	1枚当り m³ (cm³)	壁幅1m当り m³/m (cm³/m)	Zp/Ze
NS-SP-10H JFESP-10H	10H	900	230	10.8	86.4	96.0	1.100×10^{-5} (110.0)	1.222×10^{-5} (122.2)	2.42	1.34	943×10^{-7} (9,430)	105×10^{-6} (10,500)	812×10^{-6} (812)	902×10^{-6} (902)	1.16
NS-SP-25H JFESP-25H	25H	900	300	13.2	113.0	126.0	1.444×10^{-5} (144.4)	1.604×10^{-5} (160.4)	2.73	1.51	220×10^{-6} (22,000)	244×10^{-6} (24,400)	145×10^{-5} (1,450)	161×10^{-5} (1,610)	1.15

＊備考： 1. 壁幅1m当りの質量は（1枚当りの質量×$\frac{1.000}{\text{W（有効幅）}}$）の数値をJIS Z 8401により丸めた数値です。

2. 1枚当りの表面積は両面についての数値です。

3. 壁幅1m当りの表面積は打込み後の片面についての数値です。



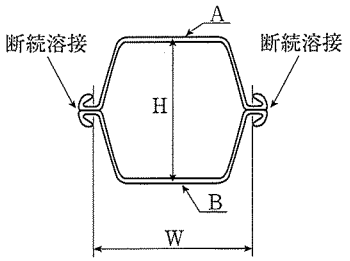


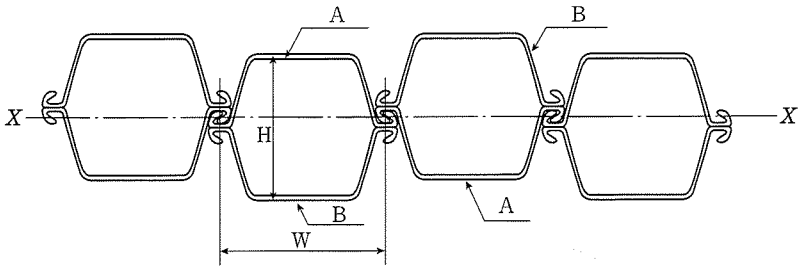
種類		寸法			質量		断面積		表面積		断面二次モーメント		断面係数	
		W mm	h mm	t mm	1枚当り kg/m	壁幅1m当り kg/m^2	1枚当り m^2 (cm^2)	壁幅1m当り m^2/m (cm^2/m)	1枚当り m^2	壁幅1m当り m^2/m	1枚当り m^4 (cm^4)	壁幅1m当り m^4/m (cm^4/m)	1枚当り m^3 (cm^3)	壁幅1m当り m^3/m (cm^3/m)
NS-SP-FL	FL	500	44.5	9.5	61.7	123.4	$7{,}857\times10^{-6}$ (78.57)	$1{,}571\times10^{-5}$ (157.1)	1.39	1.39	184×10^{-8} (184.0)	396×10^{-8} (396.0)	457×10^{-7} (45.7)	890×10^{-7} (89.0)
NS-SP-FXL	FXL	500	47.0	12.7	77.2	154.4	$9{,}836\times10^{-6}$ (98.36)	$1{,}967\times10^{-5}$ (196.7)	1.41	1.41	245×10^{-8} (245.0)	570×10^{-8} (570.0)	603×10^{-7} (60.3)	121×10^{-6} (121.0)

＊備考： 1. 壁幅1m当りの質量は（1枚当りの質量× $\frac{1{,}000}{\text{W（有効幅）}}$ ）の数値をJIS Z 8401により丸めた数値です。

2. 1枚当りの表面積は両面ついての数値です。

3. 壁幅1m当りの表面積は打込み後の片面についての数値です。





種類	寸法				断面積		断面二次モーメント		断面係数		質量
	A	B	H mm	W mm	単体 m^2 (cm^2)	壁幅1m当り m^2/m (cm^2/m)	単体 m^4 (cm^4)	壁幅1m当り m^4/m (cm^4/m)	単体 m^3 (cm^3)	壁幅1m当り m^3/m (cm^3/m)	kg/m^2
NS-SP (Ⅳ+Ⅳ) JFESP (4+4)	Ⅳ	Ⅳ	387	400	$1{,}940\times10^{-5}$ (194.0)	$4{,}840\times10^{-5}$ (484.0)	414×10^{-6} (41,400)	103×10^{-5} (103,000)	214×10^{-5} (2,140)	535×10^{-5} (5,350)	380
NS-SP (V_L+V_L) JFESP (5_L+5_L)	V_L	V_L	445	500	$2{,}676\times10^{-5}$ (267.6)	$5{,}352\times10^{-5}$ (535.2)	790×10^{-6} (79,000)	158×10^{-5} (158,000)	355×10^{-5} (3,550)	710×10^{-5} (7,100)	420
NS-SP ($Ⅵ_L$+V_L) JFESP (6_L+5_L)	$Ⅵ_L$	V_L	471	500	$2{,}868\times10^{-5}$ (286.8)	$5{,}736\times10^{-5}$ (573.6)	929×10^{-6} (92,900)	186×10^{-5} (186,000)	387×10^{-5} (3,870)	774×10^{-5} (7,740)	450
NS-SP ($Ⅵ_L$+$Ⅵ_L$) JFESP (6_L+6_L)	$Ⅵ_L$	$Ⅵ_L$	497	500	$3{,}060\times10^{-5}$ (306.0)	$6{,}120\times10^{-5}$ (612.0)	109×10^{-5} (109,000)	217×10^{-5} (217,000)	437×10^{-5} (4,370)	875×10^{-5} (8,750)	480
NS-SP ($Ⅲ_W$+$Ⅲ_W$) JFESP (3_W+3_W)	$Ⅲ_W$	$Ⅲ_W$	404	600	$2{,}078\times10^{-5}$ (207.8)	$3{,}463\times10^{-5}$ (346.3)	506×10^{-6} (50,600)	843×10^{-6} (84,300)	250×10^{-5} (2,500)	417×10^{-5} (4,170)	272
NS-SP ($Ⅳ_W$+$Ⅲ_W$) JFESP (4_W+3_W)	$Ⅳ_W$	$Ⅲ_W$	435	600	$2{,}392\times10^{-5}$ (239.2)	$3{,}987\times10^{-5}$ (398.7)	664×10^{-6} (66,400)	111×10^{-5} (111,000)	286×10^{-5} (2,860)	477×10^{-5} (4,770)	313
NS-SP ($Ⅳ_W$+$Ⅳ_W$) JFESP (4_W+4_W)	$Ⅳ_W$	$Ⅳ_W$	466	600	$2{,}706\times10^{-5}$ (270.6)	$4{,}510\times10^{-5}$ (451.0)	865×10^{-6} (86,500)	144×10^{-5} (144,000)	371×10^{-5} (3,710)	619×10^{-5} (6,190)	354

＊備考： 1. 壁幅1m当りの質量は（1枚当りの質量×$\frac{1{,}000}{W\text{（有効幅）}}$）の数値をJIS Z 8401により丸めた数値です。

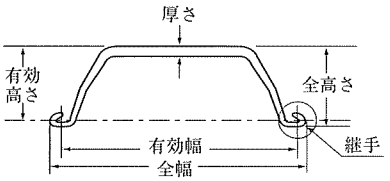
2. 質量については、A矢板とB矢板の長さが等しい全筒形とした場合です。

1.4 形状・寸法管理基準

〔1〕 U形鋼矢板

U形鋼矢板の形状及び寸法の許容差は「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」[1]、「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」[2]に準拠します（表-1.4.1 参照）。

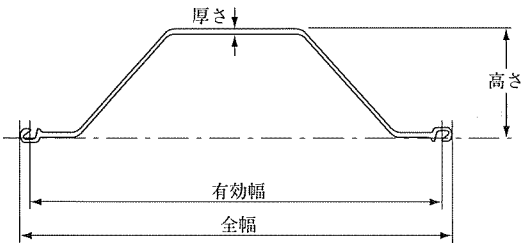
表-1.4.1　U形鋼矢板の形状及び寸法の許容差

項目		JIS A 5523	JIS A 5528
断面形状			
幅		有効幅≦400 ±4mm 400＜有効幅≦500 ±5mm 500＜有効幅≦600 ＋6mm、−5mm	＋10mm −5mm
高さ		±4%	
厚さ	10mm未満	＋1.0mm −0.3mm	±1.0mm
	10mm以上 16mm未満	＋1.2mm −0.3mm	±1.2mm
	16mm以上	＋1.5mm −0.3mm	±1.5mm
長さ		＋規定せず、0	
曲がり	長さ10m以下	全長(m)×0.10 % ただし、20mm以下	全長(m)×0.12 %以下
	長さ10mを超えるもの		[(全長−10m)×0.10 %＋12mm]以下
反り	長さ10m以下	全長(m)×0.20 % ただし、20mm以下	全長(m)×0.25 %以下
	長さ10mを超えるもの		[(全長−10m)×0.20 %＋25mm]以下
断面の直角切断差		有効幅の4%以下	
全幅差		長さ方向の端部1mの範囲において 全幅の最大と最小の差が4mm以下	—
端曲がり		長さ方向の端部1mの端曲がりが 1.5mm以下	—
継手かん(嵌)合角度θ		≧6°	—

〔2〕 ハット形鋼矢板

ハット形鋼矢板の形状及び寸法の許容差は「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」[1]、「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」[2] に準拠します（表-1.4.2 参照）。

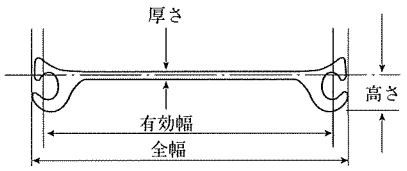
表-1.4.2　ハット形鋼矢板の形状及び寸法の許容差

項目		JIS A 5523	JIS A 5528
断面形状			
幅		＋10mm －5mm	
高さ		±4%	
厚さ	10mm未満	±1.0mm	
	10mm以上 16mm未満	±1.2mm	
	16mm以上	±1.5mm	
長さ		＋規定せず、0	
曲がり	長さ 10m以下	全長(m)×0.12 %以下	
	長さ 10mを超えるもの	[(全長－10m)×0.10 %＋12mm]以下	
反り	長さ 10m以下	全長(m)×0.25 %以下	
	長さ 10mを超えるもの	[(全長－10m)×0.20 %＋25mm]以下	
断面の直角切断差		有効幅の4%以下	
継手かん(嵌)合角度 θ		≧4°	―

〔3〕 直線形鋼矢板

直線形鋼矢板の形状及び寸法の許容差は「JIS A 5523 溶接用熱間圧延鋼矢板」[1]、「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」[2] に準拠します（表-1.4.3 参照）。

表-1.4.3　直線形鋼矢板の形状及び寸法の許容差

項目		JIS A 5523	JIS A 5528
断面形状			
幅		±4mm	
高さ		規定なし	
厚さ	10mm未満	+1.5mm −0.7mm	
	10mm以上 16mm未満	+1.5mm −0.7mm	
	16mm以上	規定なし	
長さ		+規定せず、0	
曲がり	長さ 10m以下	全長(m)×0.15%以下	
	長さ 10mを超えるもの	[(全長−10m)×0.10%+15mm]以下	
反り	長さ 10m以下	全長(m)×0.20%以下	
	長さ 10mを超えるもの	[(全長−10m)×0.10%+20mm]以下	
断面の直角切断差		有効幅の4%以下	

1.5　回転角度と互換性

1.5.1　回転角度

鋼矢板の継手部には、施工性を考慮してある程度の遊間を設けています。鋼矢板は、この遊間を利用して図-1.5.1～図-1.5.3に示すような数値の範囲で打ち込み法線を変更することが可能です。

(1) U形鋼矢板：

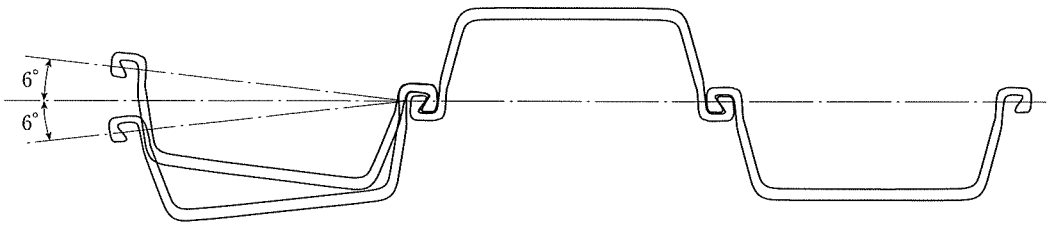


図-1.5.1　U形鋼矢板の回転角度

(2) ハット形鋼矢板：

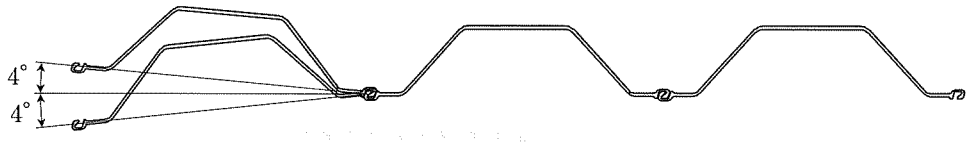


図-1.5.2　ハット形鋼矢板の回転角度

(3) 直線形鋼矢板：

FL型　　$\theta = 12.5^{\circ}$

FXL型　　$\theta = 10^{\circ}$

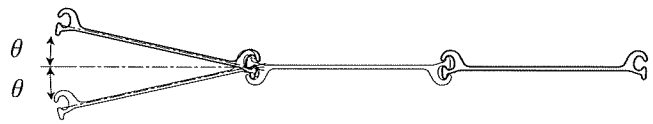


図-1.5.3　直線形鋼矢板の回転角度

1.5.2　互換性

鋼矢板の継手の互換性は、同一メーカーのものであれば、図-1.5.4～図-1.5.6に示すように線で結ばれた型式間において嵌合が可能です。

(1) U形鋼矢板

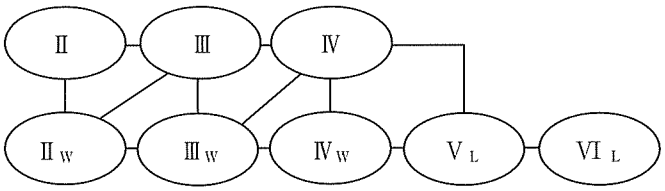


図-1.5.4　U形鋼矢板の互換性

(2) ハット形鋼矢板

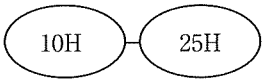


図-1.5.5　ハット形鋼矢板の互換性

(3) 直線形鋼矢板

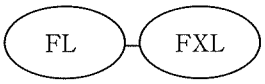


図-1.5.6　直線形鋼矢板の互換性

1.6 腐食代を考慮した場合の断面性能

図-1.6.1のように鋼矢板壁の片面に t_1、残る片面に t_2 の腐食代を考慮した場合の鋼矢板壁の断面性能の算出方法を以下に示します。

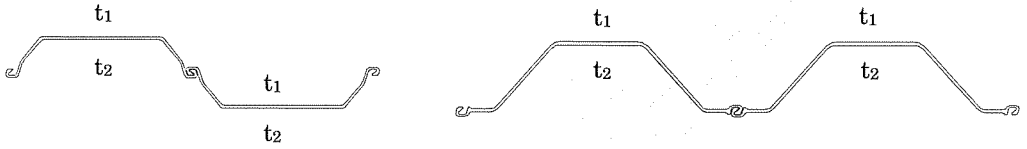


図-1.6.1　鋼矢板各面の腐食代の定義（左：U形鋼矢板、右：ハット形鋼矢板）

① 断面性能低減率 η の読み取り

該当する鋼矢板型式の算定図（図-1.6.2～図-1.6.11）を用いて、横軸の腐食代 t_1 より垂線を上げ、該当する a の斜線との交点から縦軸の断面性能低減率 η を読み取ります。なお η は、小数点以下を四捨五入して丸めます。

t_1, t_2　；鋼矢板各面の腐食代（mm）

a　；t_2 と t_1 の比　$a = t_2/t_1$

η　；腐食時の鋼矢板断面性能低減率（%）

② 腐食代を考慮した場合の断面性能 I、Z の算定

①によって得られた断面性能低減率 η を公称断面性能（I_0, Z_0）に乗じて、腐食代を考慮した場合の断面性能（I, Z）を算定します。得られた断面性能は、4桁目を四捨五入して、有効数字3桁に丸めます。

$I = I_0 \cdot (\eta/100)$、$Z = Z_0 \cdot (\eta/100)$　(1.6.1)

I　；壁幅1mあたりの腐食時の鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4/m）

I_0　；壁幅1mあたりの腐食前の鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4/m）

Z　；壁幅1mあたりの腐食時の鋼矢板壁の断面係数（m^3/m）

Z_0　；壁幅1mあたりの腐食前の鋼矢板壁の断面係数（m^3/m）

表-1.6.1は、腐食代として前背面1mmずつ（両面で2mm）考慮した場合の鋼矢板型式別の断面性能を示します。

表-1.6.1　前背面1 mmずつ腐食時の断面性能

型式	公称値（腐食前）		前背面1 mmずつ腐食時		
	断面二次モーメント I_0 (m^4／m)	断面係数 Z_0 (m^3／m)	低減率 η (%)	断面二次モーメント I (m^4／m)	断面係数 Z (m^3／m)
Ⅱ	874×10^{-7}	874×10^{-6}	81	708×10^{-7}	708×10^{-6}
Ⅲ	168×10^{-6}	134×10^{-5}	85	143×10^{-6}	114×10^{-5}
Ⅳ	386×10^{-6}	227×10^{-5}	86	332×10^{-6}	195×10^{-5}
ⅤL	630×10^{-6}	315×10^{-5}	91	573×10^{-6}	287×10^{-5}
ⅥL	860×10^{-6}	382×10^{-5}	92	791×10^{-6}	351×10^{-5}
Ⅱw	130×10^{-6}	100×10^{-5}	81	105×10^{-6}	810×10^{-6}
Ⅲw	324×10^{-6}	180×10^{-5}	85	275×10^{-6}	153×10^{-5}
Ⅳw	567×10^{-6}	270×10^{-5}	88	499×10^{-6}	238×10^{-5}
10H	105×10^{-6}	902×10^{-6}	79	830×10^{-7}	713×10^{-6}
25H	244×10^{-6}	161×10^{-5}	82	200×10^{-6}	132×10^{-5}

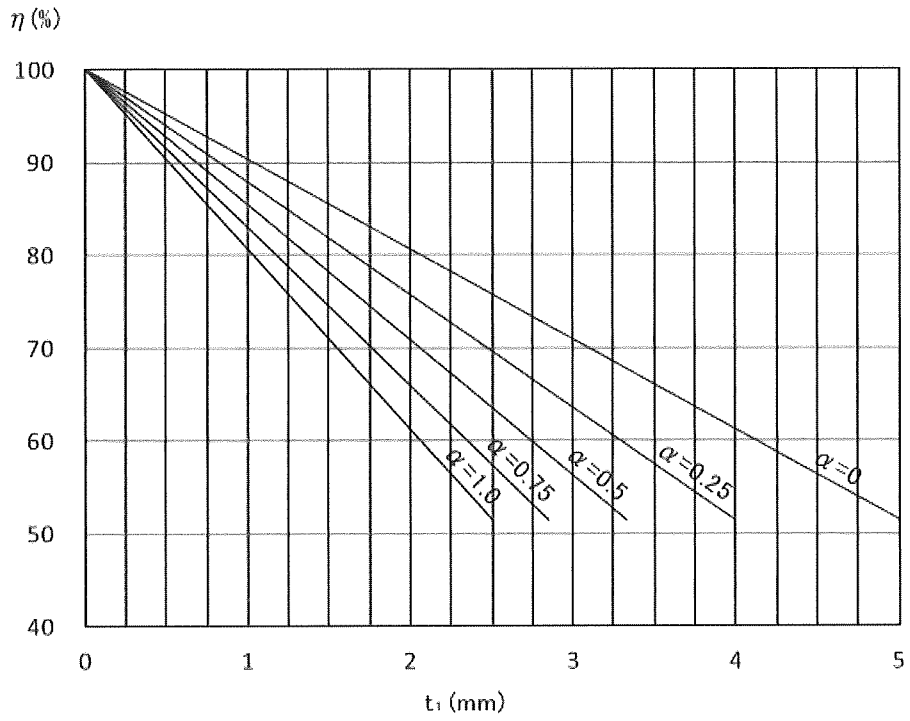


図 -1.6.2　腐食時の断面性能算定図（Ⅱ）

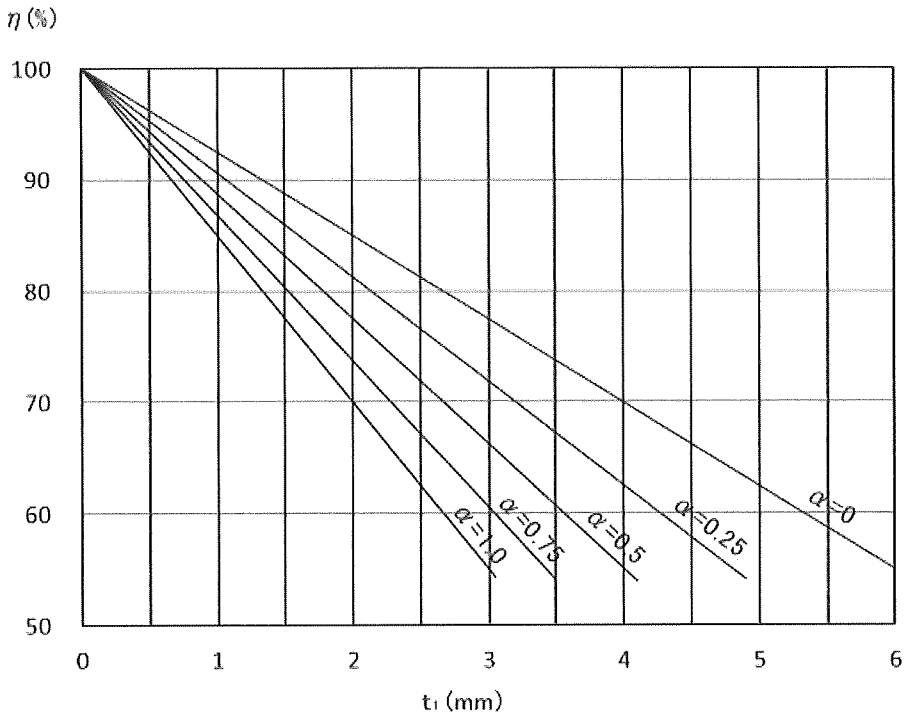


図 -1.6.3　腐食時の断面性能算定図（Ⅲ）

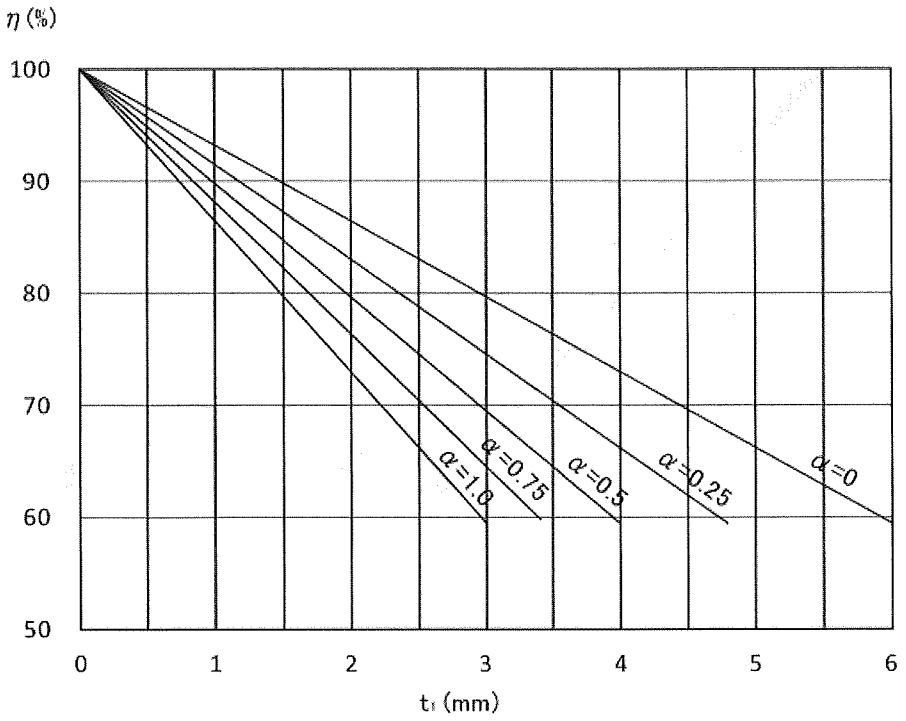


図 -1.6.4　腐食時の断面性能算定図（Ⅳ）

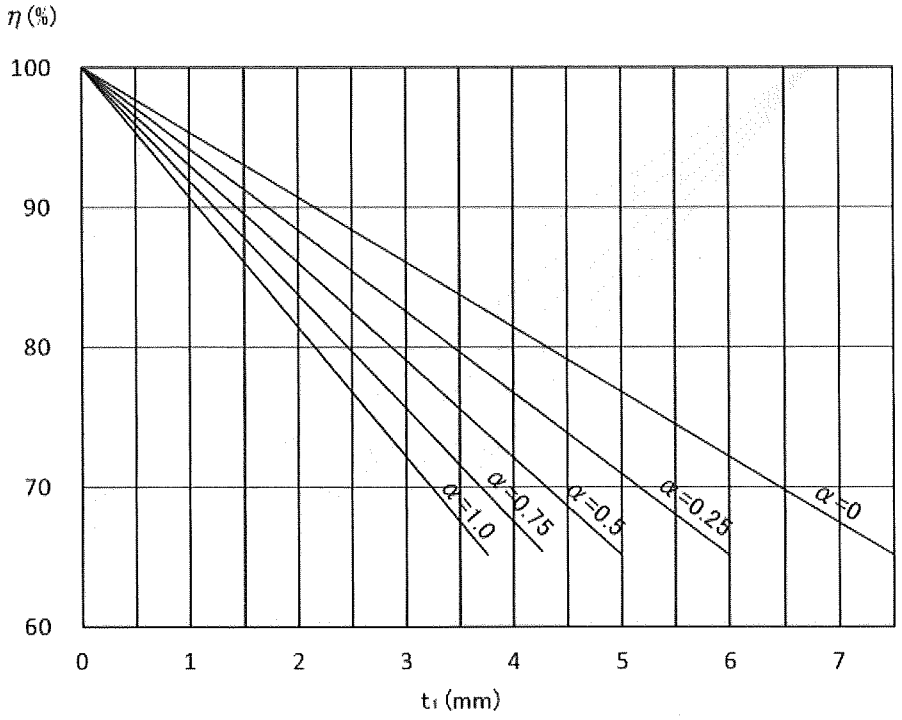


図 -1.6.5　腐食時の断面性能算定図（V_L）

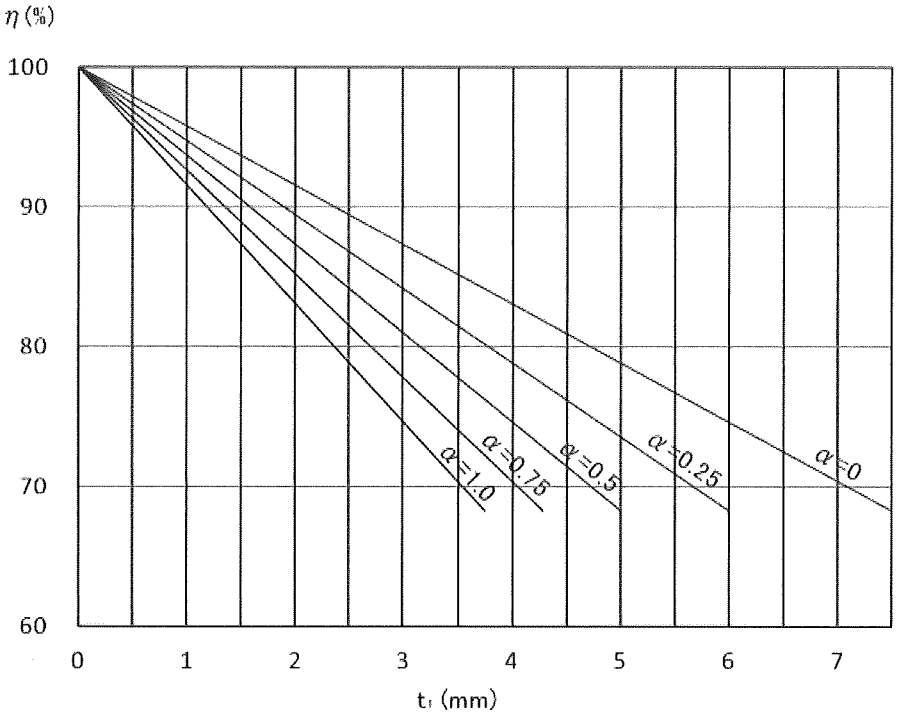


図 -1.6.6　腐食時の断面性能算定図（VI_{L}）

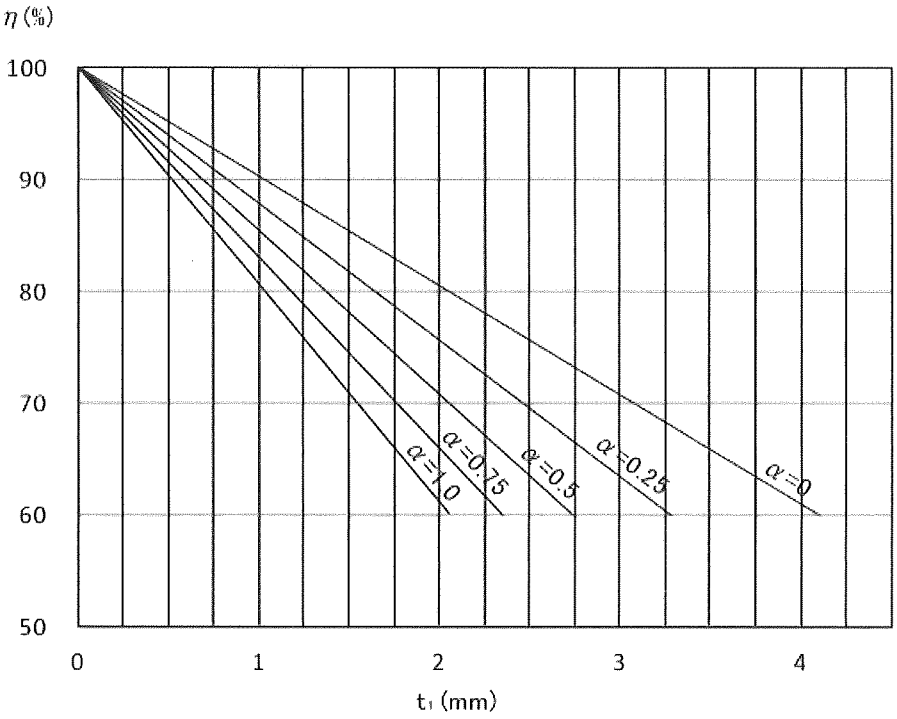


図 -1.6.7　腐食時の断面性能算定図（II_{W}）

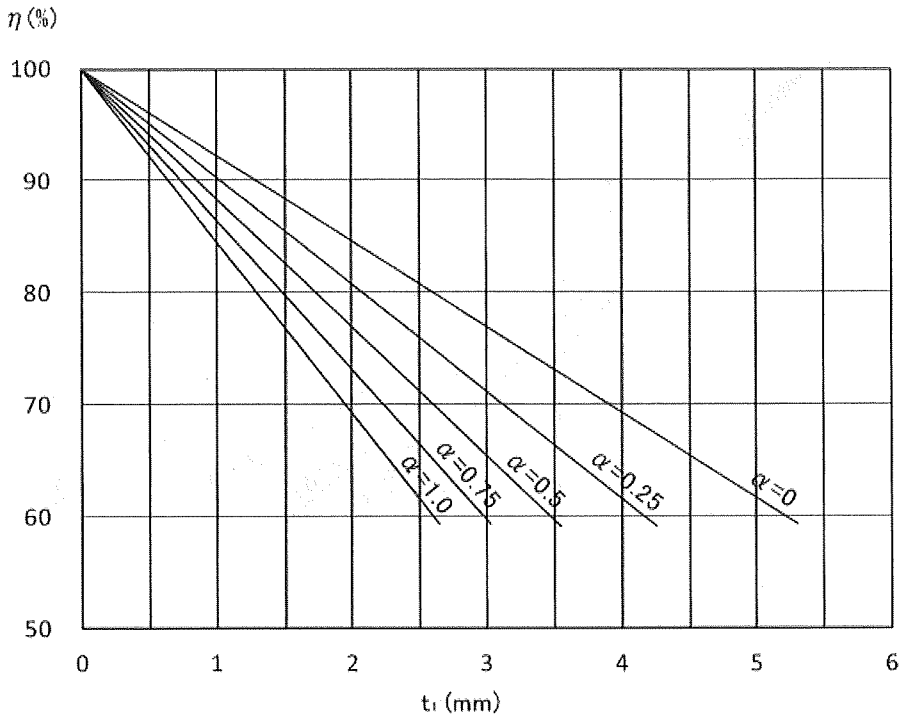


図 -1.6.8　腐食時の断面性能算定図（Ⅲ$_W$）

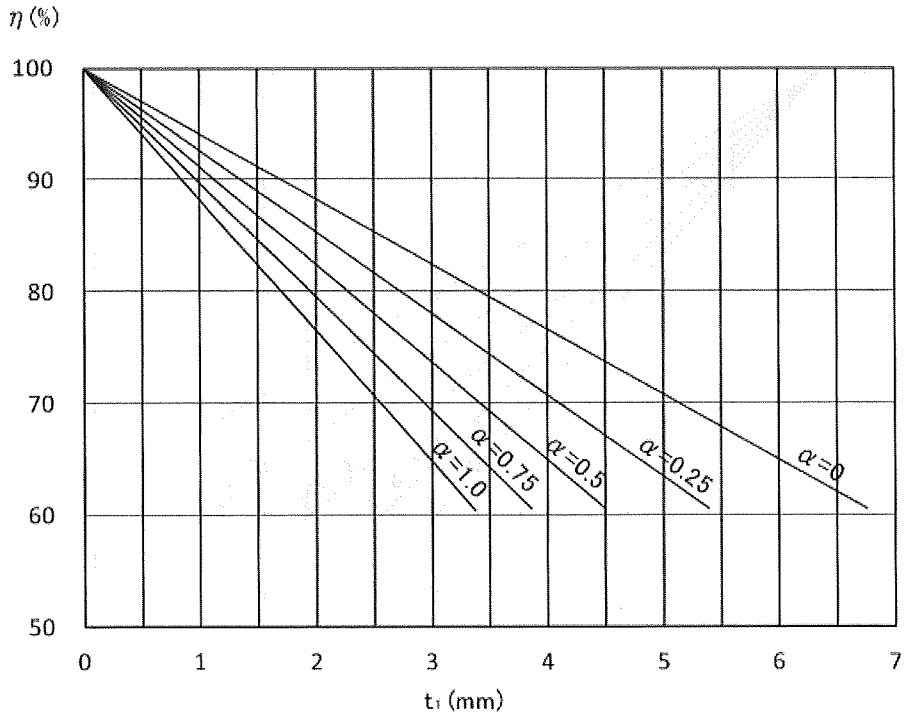


図 -1.6.9　腐食時の断面性能算定図（Ⅳ$_W$）

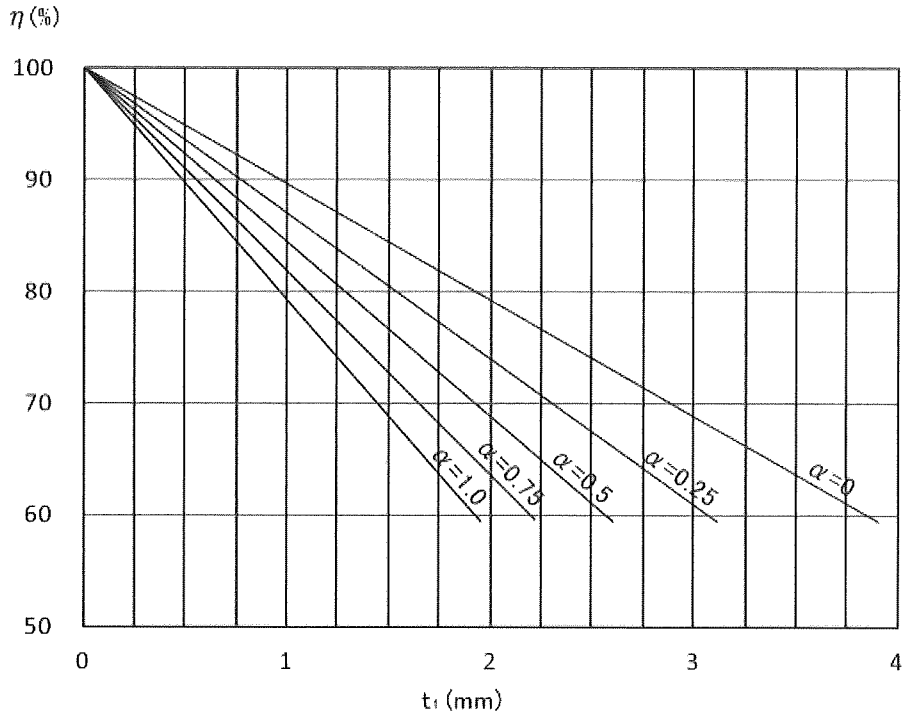


図-1.6.10　腐食時の断面性能算定図（10H）

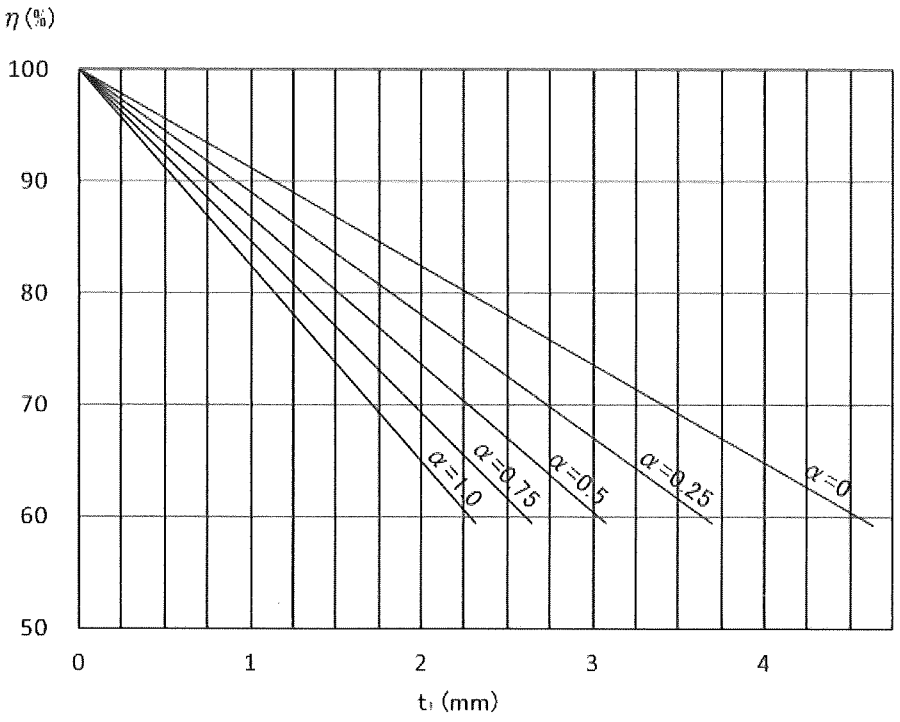


図-1.6.11　腐食時の断面性能算定図（25H）

〔参考文献〕

1）（一財）日本規格協会；JIS A 5523（2012）溶接用熱間圧延鋼矢板，2012.4

2）（一財）日本規格協会；JIS A 5528（2012）熱間圧延鋼矢板，2012.6

第２章　鋼矢板の設計概論

2.1　鋼矢板壁の機能と分類

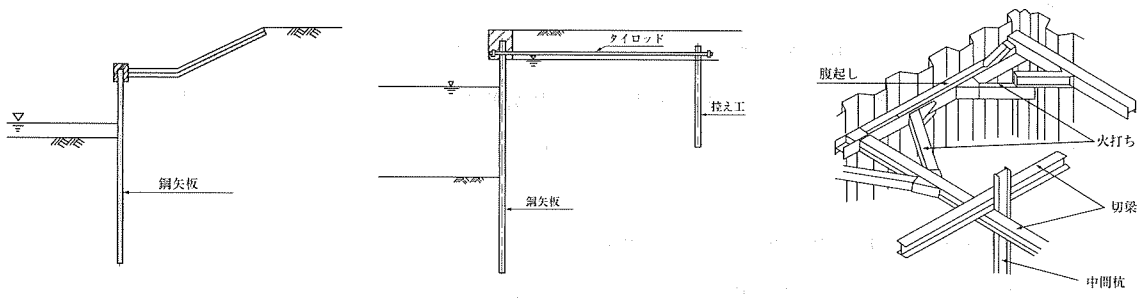
2.1.1　構造壁

構造壁とは、壁面に作用する土圧・水圧などの外力を根入れ地盤に伝達する機能を有した壁体を意味し、鋼矢板構造壁には断面力（内力）に対して、曲げ耐力を利用したものと、引張り耐力を利用したものがあります。

（１）　曲げ耐力を利用した鋼矢板構造壁

該当するものとしては、壁面材料にＵ形鋼矢板・ハット形鋼矢板や鋼管矢板を用いた土留め壁があります。また、これらは根入れ地盤の支承状態と壁面に関する構造支点の設置内容の違いにより(a)自立式、(b)控え式、(c)切梁式などの構造形式に分類されます（図-2.1.1参照）。

変位・変形が卓越する自立式構造では、曲げ剛性（ヤング係数×断面二次モーメント）が、また曲げ応力度が卓越する控え式構造や切梁式構造などの壁体では断面係数の大きさが、壁体断面の決定因子となります。なお、構造形式ごとの設計法については、後述しておりますのでご参照ください。



(a)　自立式構造　　(b)　控え式構造　　(c)　切梁式構造

図-2.1.1　曲げ耐力を利用した鋼矢板構造壁

（２）　引張り耐力を利用した鋼矢板構造壁

該当するものとしては、直線形鋼矢板を円形状に用いたセル式構造（図-2.1.2参照）があります。この構造では、施工時を除き、壁面の曲げ耐力性能はあまり問題にはならず壁面円周方向の引張り強さ（鋼矢板の本体部および継手部の強度）が要求されます。設計法については、4.4節をご参照ください。

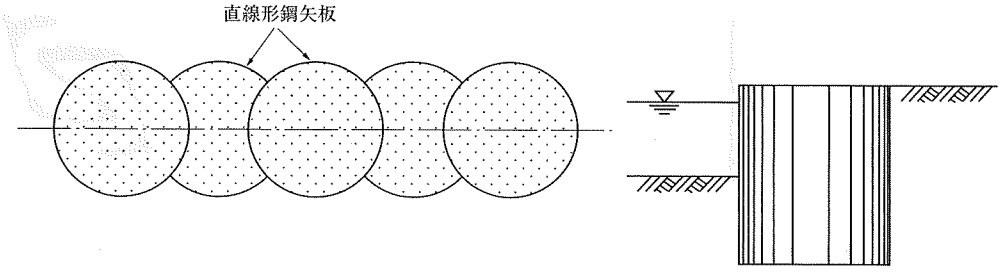


図-2.1.2　引張り耐力を利用した鋼矢板構造壁（鋼矢板セル）

2.1.2 止水壁および遮水壁

（1） 鋼矢板止水壁

鋼矢板は継手を嵌合させて連続した壁体を構築するものであり、施工性を確保するために継手部に僅かな遊間を設けて製造されています。そのため設置直後には、継手から漏水することは避けられませんが、時間の経過とともに水中の浮遊物や周辺土砂の目詰まり等によって徐々に止水性が高まることが知られています。また、古土井らによれば、実岸壁の残留水位観測から鋼（管）矢板壁を厚さ1mの透水体と見なした時の換算透水係数keは下記の値であったことが報告[1]されています。

・鋼矢板壁；ke = （1～3）× 10^{-5} (cm/sec)
・鋼管矢板壁；ke = 6 × 10^{-5} (cm/sec)

鋼矢板壁は、上記に示すように継手に止水処理を施さない場合であっても比較的高い止水性が確保されるため、水門や樋門・樋管等の多くの構造物周辺の止水壁や堤防の基盤漏水対策用の止水壁（図-2.1.3参照）として幅広く利用されています。

（2） 鋼矢板遮水壁

鋼矢板壁を土壌汚染区域や廃棄物処分場等の外周部の鉛直遮水壁として使用する場合には、下記に示すように基準省令（総理府・厚生省；一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令，平成10年6月16日）[2]によって更に高度の水密性が求められています。

〔管理型廃棄物処分場の鉛直遮水工の要求性能〕
厚さが50cm以上であり、かつ透水係数が「1 × 10^{-6} (cm/sec) 以下」で、不透水層まで設けられていること。

上記の基準値を満たすには、鋼矢板の継手の遮水処理が必要となります。当協会では、継手に膨潤性遮水材を塗布した鋼矢板壁（図-2.1.4参照）を用いて各種の室内実験[3)～6)]や実海域実験[7)]（港湾空港研究所との共同研究）を実施し、その結果、上記の基準省令の要求性能を十分満足することを確認しました。

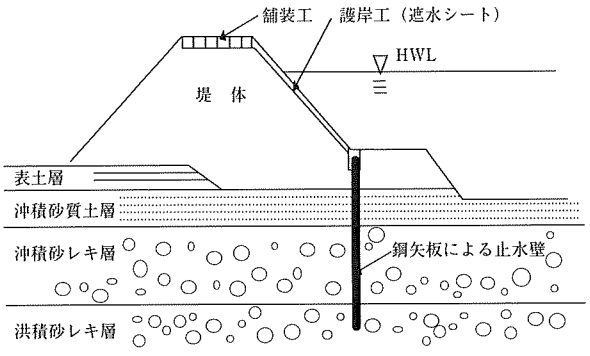


図-2.1.3 基盤漏水対策用止水壁

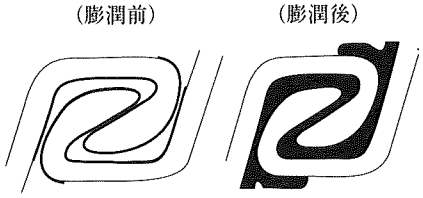


図-2.1.4 膨潤性遮水材による継手の遮水処理

鋼矢板止水壁ならびに鋼矢板遮水壁に関して、詳しくは、9.5および第13章をご参照ください。

2.1.3 応力遮断壁

若齢地盤上に盛土等を施すと地中応力が増加し、土中内の水が排出されて圧密沈下が生じます。応力遮断壁とは、このような盛土等による地中応力の増分が盛土の周辺地盤に伝播するのを抑止・抑制させるものです。このような応力遮断壁には深層混合処理工法などの固化改良壁がよく利用されていますが、建設コストが高く、改良時のセメントによる地下水汚染などの恐れがあります。一方、鋼矢板壁は剛性が小さいため増加応力の水平成分に対しては、変形しやすいが、表層部に良質な土層があれば、水平変位が緩和され、地中応力の鉛直成分を内的な軸力に変換して先端地盤に伝達することにより、盛土周辺の地盤変形を抑制できます（図-2.1.5参照）。この時、鋼矢板壁に要求されるのは、鉛直支持性能です。鋼矢板壁は、断面が小さいため先端支持能力は小さいが、表面積が大きく周面摩擦抵抗による支持性能に優れています。

鋼矢板壁による応力遮断壁（縁切り矢板）としては、過去にも多くの実績[8)～12)]がありますが、これまでは解析手法が確立されていなかったため、FEM解析による照査検討がなされてきました。その後、軟弱な粘性土が厚く堆積した熊本平野の道路工事において盛土による周辺影響について長期観測（1992～1997）がなされ、その解析結果に基づいて新たな縁切り矢板の設計法が提案されています[13)]。同時にこのような軟弱地盤が厚く堆積する場所においても施工性・経済性に優れた「部分フローティング鋼矢板（PFS）工法」が提案されています[13)]。本工法については9.1をご参照ください。

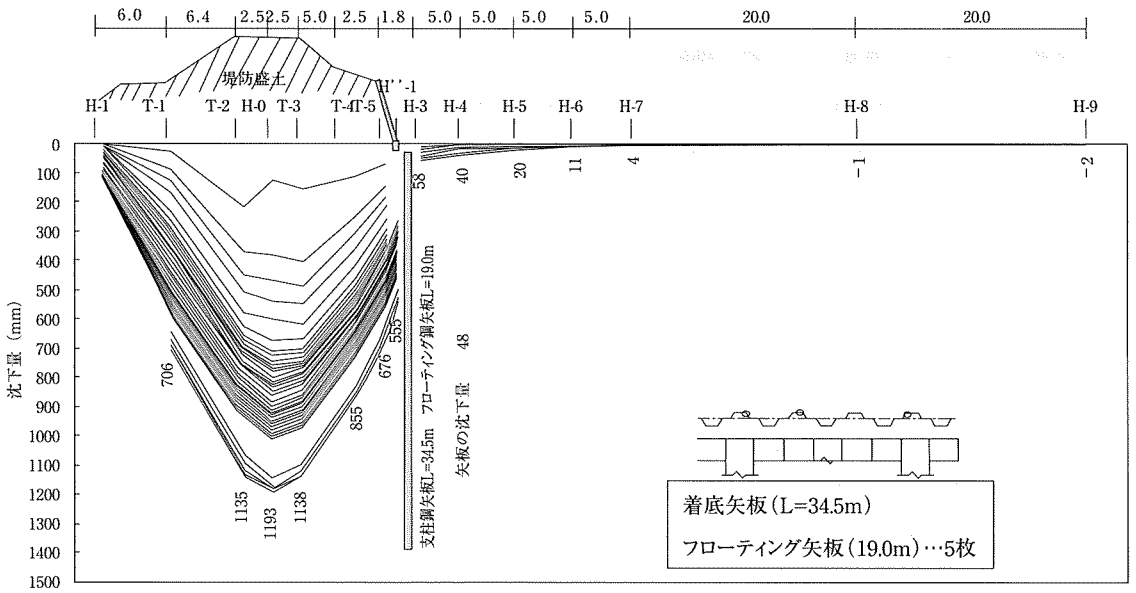


図-2.1.5 圧密沈下実測例[13)]

2.2 鋼矢板壁の梁理論

一般に、外力を受けた鋼矢板壁は、「梁－柱構造」として挙動することが知られています。ここでいう梁とは「部材軸に対して垂直な力やモーメントを受けた場合に、部材が曲げ変形することにより抵抗する」としたものであり、柱とは「部材軸方向に力を受けた場合に部材が圧縮・伸張変形することにより抵抗する」としたものです。本節では土圧や水圧などの垂直力を受けた鋼矢板壁が弾性域内において梁挙動する場合の理論について述べます。なお、セル式構造では、使用される直線形鋼矢板の曲げ剛性が小さく、垂直力を受けると大きく変位・変形して壁面平行方向の張力で抵抗するので本節の梁理論は適用されません。鋼矢板壁の部材軸方向にx座標、変位方向にy座標をとった場合に、部材に垂直な分布荷重を受ける弾性床上の梁の支配方程式は、式（2.2.1）によって表されます。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + E_s y^n = p(x) \tag{2.2.1}$$

n ；係数

E ；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8 （kN/m^2）

I ；鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4）

E_s ；地盤のバネ反力係数（$kN/m^{(n+1)}$）

p(x)；荷重関数＝鋼矢板壁に作用する分布荷重（kN/m）

2.2.1 地盤のバネ反力を考慮しない梁の理論

設計地盤上に突出した鋼矢板壁や地中部であっても平衡土圧等の分布荷重のみを受ける鋼矢板壁の場合には、式（2.2.1）の左辺第二項の地盤反力項を省略した式（2.2.2）によって与えられます。式（2.2.2）は、式（2.2.3）のように解くことができます。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = p(x) \tag{2.2.2}$$

$$y = \frac{1}{EI}\int\iiint p(x)(dx)^4 \tag{2.2.3}$$

E ；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I ；鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4）

p(x) ；荷重関数＝鋼矢板壁に作用する分布荷重（kN/m）

ここで分布荷重として取り扱われるのは、一般に土圧や残留水圧などであり、荷重関数としては通常1次関数で与えられます。その場合には、式（2.2.3）は4つの積分定数をもつ式（2.2.4）のようになります。

$$y = \frac{1}{EI}\left[ax^5 + bx^4 + Ax^3 + Bx^2 + Cx + D\right] \tag{2.2.4}$$

E ；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I ；鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4）

a ；荷重関数が1次関数で与えられた場合の勾配に係わる定数

b ；荷重関数が1次関数で与えられた場合の切片に係わる定数

A～D ；積分定数

なお、分布荷重が等分布荷重の場合には、“a = 0”となり、式（2.2.4）の右辺第一項が消去されます。また、分布荷重が作用しない場合には、“a = 0，b = 0”となり、右辺の第二項までが消去され、簡略化されます。

2.2.2 地盤のバネ反力を考慮する梁の理論

地盤のバネ反力を考慮する方法としては、弾性バネを考慮する方法と弾塑性バネを考慮する方法があります。後者は、地盤反力の大きさを制限する方法ですが、基本的には地盤反力の大きさに制限を加えない弾性バネを考慮した前者の梁理論をベースにしています。それゆえ、ここでは弾性バネを考慮した代表的な梁理論である「チャン（Y.L.Chang）の式」、「港研方式」および「ロウ（P.W.Rowe）の方法」について紹介します。

〔1〕 チャンの式

チャンは、地中部の梁は変位量yに比例（n = 1）した地盤反力のみを受けるものとして、式（2.2.5）を与えています。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + E_s y = 0 \qquad (2.2.5)$$

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4）

E_s；地盤のバネ反力係数（kN/m^2），$E_s = k_h \cdot B$

k_h；水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

B；杭幅（m）

式（2.2.5）の一般解は式（2.2.6）で与えられます。

$$y = e^{\beta x}(A\cos\beta x + B\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x) \qquad (2.2.6)$$

A～D；積分定数

β；杭の特性値（m^{-1}），$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_S}{4EI}}$

ここで積分定数は、設計地盤面および根入れ先端の4境界条件〔変位量；δ、たわみ角；θ、曲げ；M、せん断力；Q〕を用いて決定します。4境界条件と式（2.2.6）の関係を式（2.2.7）に示します。

$$\delta = y,\quad \theta = \frac{dy}{dx},\quad M = -EI\frac{d^2y}{dx^2},\quad Q = -EI\frac{d^3y}{dx^3} \qquad (2.2.7)$$

参考までに、主な梁端部の支持条件別の境界条件を表-2.2.1に示します。

表-2.2.1 梁端部の支持条件別の境界条件

梁端部の支持条件	変位量；δ	たわみ角；θ	曲げ；M	せん断力；Q
自 由 端	≠ 0	≠ 0	= 0	= 0
固 定 端	= 0	= 0	≠ 0	≠ 0
ヒンジ端	= 0	≠ 0	= 0	≠ 0

〔2〕 港研方式

港研方式[14]では、地盤反力は梁の変位量yの平方根（n = 0.5）に比例するものとして、式（2.2.8）が与えられています。また、地盤のバネ反力係数が根入れ深さに比例するとした場合（S型地盤）と、深さに無関係に一定であるとした場合（C型地盤）の二通りの式が示されています。これらは非線形の微分方程式であるため解析解が求められないので、設計は基準杭の諸元を与え、実杭の諸元間に相似則を応用して得られた基準曲線を用いて行います。詳細については次項2.2.3をご参照ください。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+E_s y^{0.5}=0 \qquad (2.2.8)$$

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4)

E_s；地盤のバネ反力係数(kN/m$^{1.5}$)

〔S型地盤の場合〕 $E_s = k_s \cdot x \cdot B$

k_s；土の横抵抗定数(kN/m$^{3.5}$)，x；深さ(m)、B；杭幅(m)

〔C型地盤の場合〕 $E_s = k_c \cdot B$

k_c；土の横抵抗定数(kN/m$^{2.5}$)、B；杭幅(m)

〔3〕 ロウの方法

ロウの方法[15]は、地盤反力を深さxと、梁の変位量yに比例するものとし、式（2.2.9）のように表されます。この式の解析解は得られませんが、『港湾基準』では、矢板壁の根入れがフィックストアースサポート状態に収束した場合の諸量（収束根入れ長、最大曲げモーメント、タイ材張力）が、矢板壁の剛度を表す指標値と仮想鉸点法による鋼矢板壁の設計結果を用いて表されることを示しました。この方法による鋼矢板壁の設計法については、次項2.2.3において詳述します。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+E_s xy=p(x) \qquad (2.2.9)$$

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4)

E_s；地盤のバネ反力係数（kN/m^3）

$p(x)$；荷重関数＝鋼矢板壁に作用する分布荷重(kN/m)

2.2.3 自立式鋼矢板壁の設計

図-2.2.1に自立式鋼矢板壁の設計手順を示します。自立式鋼矢板壁は、鋼矢板を連続打設しただけの最もシンプルな構造形式であり、それゆえ設計法についても外力計算と壁体の構造計算の2要素のみで構成されています。

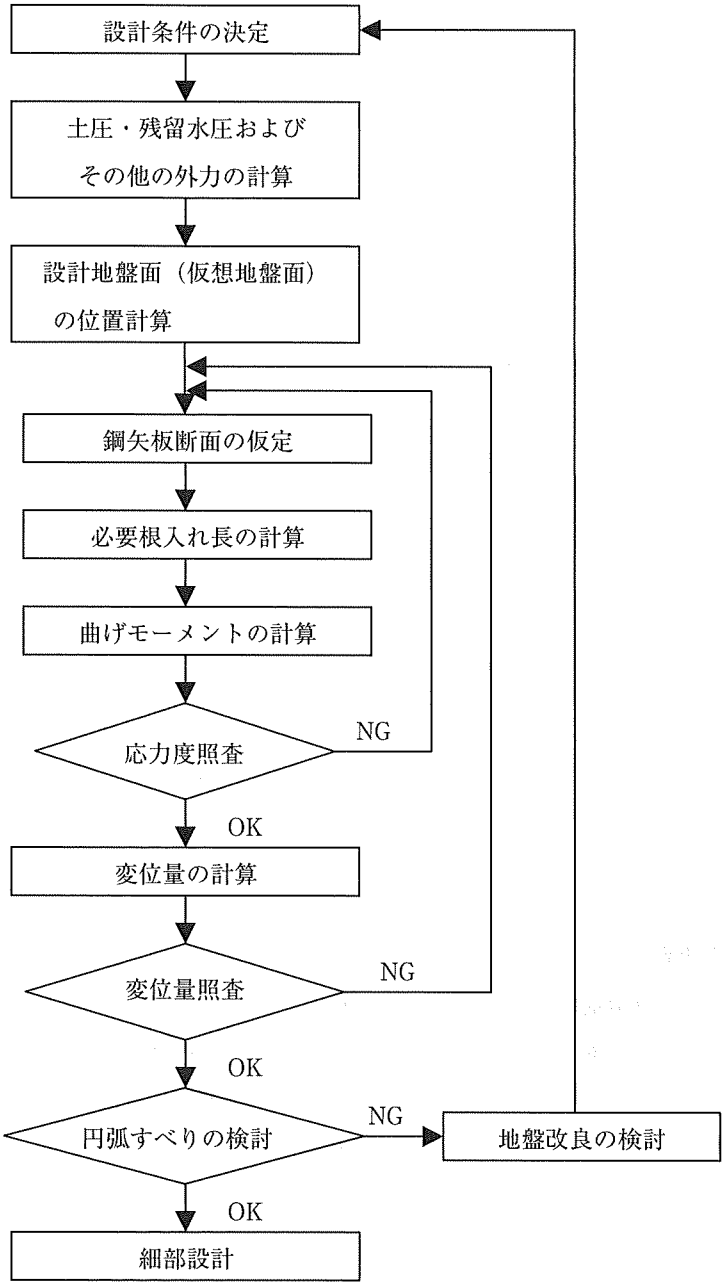
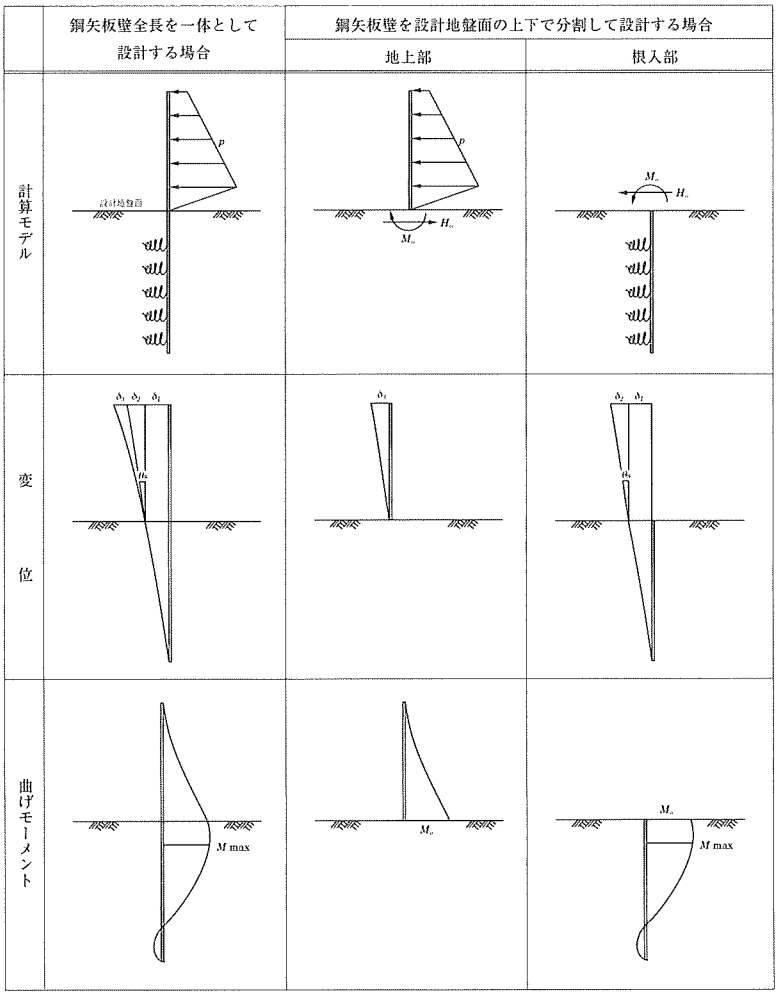


図-2.2.1 自立式鋼矢板壁の設計手順

また、壁体の構造計算は、表-2.2.2に示すように設計地盤面を境にして上下に分割することにより、上側（以下、地上部という）では「分布荷重（土圧、水圧等）を受ける梁」、下側（以下、根入れ部という）では「地盤の弾性反力を受ける梁」として設計することが可能です。この場合、地上部は設計地盤面位置で固定された片持ち梁とし、根入れ部は片持ち梁の支点反力を伝達荷重として受ける頭部自由端の弾性床上の梁として取り扱います。このように分割計算をしても変位は、重ね合わせが可能です。

表-2.2.2　自立式鋼矢板壁の分割



〔1〕 設計地盤面の決定

自立式鋼矢板壁の設計地盤面の決定方法としては、現在2通りの考え方があります。一つは計画地盤面をそのまま設計地盤面とする方法であり、もう一つは壁面前背後の土圧強度や残留水圧強度の釣合点を設計地盤面（以下、仮想地盤面という）とする方法です。なお、ここでいう計画地盤面とは掘削時における余堀深さや河川における洗掘深など考慮したものです。また、後者の仮想地盤面は通常、式（2.2.10）に示すように受働土圧強度の水平成分 p_{PH} が、主働土圧強度の水平成分 p_{AH} と残留水圧強度 p_W の和と等しいか、それ以上となる深さに設定されます。

$$p_{PH} \geqq p_{AH} + p_w \tag{2.2.10}$$

p_{PH}；受働土圧強度の水平成分（kN/m²）

p_{AH}；主働土圧強度の水平成分（kN/m²）

p_W ；残留水圧強度（kN/m²）

なお、農林水産省農村振興局編の『土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」』[16] においては、上記の考え方によって、「計画地盤面＝仮想地盤面」となった場合であっても「軟弱な粘性土地盤の場合には、0.5m程度仮想地盤面を見込んだほうがよい」と記述されています。

〔2〕 地上部の設計

地上部の鋼矢板壁の支配方程式は、前項で述べた式（2.2.2）によって表されます。しかし、右辺の荷重項は、通常、土圧や残留水圧などの複数の台形分布荷重の集合であるため、式（2.2.2）は荷重関数 p(x)の変化箇所で分割された複数個の方程式の集合となっています。その数を n 個とした場合、個々の支配方程式の解および 1 ～ 3 次の導関数により、4 n 個の方程式が得られます。よって 4 n 個の積分定数は、両端部（天端、および設計地盤面位置）の境界条件と荷重関数の変化点における上下の梁の連続条件を用いて連立にして解けば、未知量である全ての積分定数を決定することができます。しかし、この方法は極めて煩雑なため、通常は手計算によらず電算によるマトリックス解法（伝達マトリックス法、剛性マトリックス法）が用いられます。ここでは、図-2.2.2 に例示するように、分布荷重を複数個の集中荷重に置き換えて、鋼矢板壁の天端における変位量（片持ち梁とした時のたわみ量）を近似計算する方法について述べます。

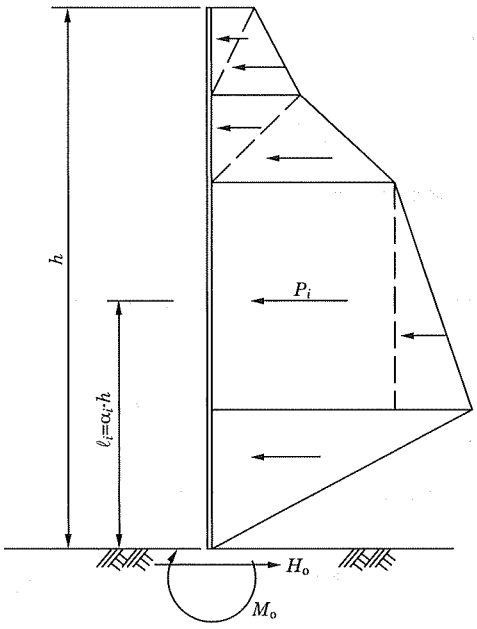


図-2.2.2　分布荷重の集中荷重への置換例

設計地盤面位置における水平合力 H_0、モーメントの合力 M_0 および水平合力の作用高さ h_0 は、式（2.2.11）のように置換された集中荷重およびその作用高さを用いて簡単に求めることができます。また、天端における変位量は、荷重の作用高さと壁高の比 α を用いて式（2.2.12）により算定されます。

$$H_0 = \sum P_i \ 、\ M_0 = \sum P_i \ \ell_i \ 、\ h_0 = M_0 / H_0 \tag{2.2.11}$$

$$\delta_3 = \frac{h^3}{6EI} \sum (3 - \alpha_i) \ \alpha_i^{\,2} \ P_i \ = \frac{h^3}{EI} \sum \ Q_i \tag{2.2.12}$$

H_0；水平合力（kN）

M_0；モーメント合力（kN・m）

h_0；水平合力の作用高さ（m）

δ_3；天端の変位量＝片持ち梁のたわみ量（m）

h ；設計地盤面から天端までの高さ（m）

P_i；集中荷重（kN）

ℓ_i；荷重の作用高さ（m）

a_i；作用高さと壁高の比　＝　ℓ_i/h

Q_i；変形係数(kN)＝ $\dfrac{1}{6}(3-a_i)\ a_i^2 P_i$

〔3〕 チャンの式を用いた根入れ部の設計

先に、式（2.2.6）に示したチャンの式の一般解を式（2.2.13）に再掲します。

$$y = e^{\beta x}(A\cos\beta x + B\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x) \qquad (2.2.13)$$

A～D；積分定数

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4)

E_s；地盤のバネ反力係数(kN/m^2)

β；杭の特性値(m^{-1})，　$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_S}{4EI}}$

次に順次、上式を微分して1～3次導関数を求めます。

$$\frac{dy}{dx} = \beta e^{\beta x}\{(A+B)\cos\beta x + (B-A)\sin\beta x\} + \beta e^{-\beta x}\{(D-C)\cos\beta x - (C+D)\sin\beta x\} \qquad (2.2.14)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2\beta^2 e^{\beta x}(B\cos\beta x - A\sin\beta x) + 2\beta^2 e^{-\beta x}(-D\cos\beta x + C\sin\beta x) \qquad (2.2.15)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = 2\beta^3 e^{\beta x}\{(B-A)\cos\beta x - (A+B)\sin\beta x\} + 2\beta^3 e^{-\beta x}\{(C+D)\cos\beta x + (D-C)\sin\beta x\} \qquad (2.2.16)$$

ここで、根入れ長（$x=\ell$）が十分に長く、半無限長（$\ell\to\infty$）とみなせる場合には、先端部において変位量δ、たわみ角θともに“0”となるため、式（2.2.13）および式（2.2.14）より、積分定数は〔A＝0，B＝0〕となります。これらを代入すると、式（2.2.15）および式（2.2.16）は、それぞれ式（2.2.15a）および式（2.2.16a）のように簡略化されます。

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2\beta^2 e^{-\beta x}(-D\cos\beta x + C\sin\beta x) \qquad (2.2.15a)$$

$$\frac{d^3y}{dx^3} = 2\beta^3 e^{-\beta x}\{(C+D)\cos\beta x + (D-C)\sin\beta x\} \qquad (2.2.16a)$$

次に、設計地盤面（$x=0$）におけるせん断力、および曲げモーメントは、地上部の荷重合力H_0、M_0と等しくなるため、式（2.2.15a）および式（2.2.16a）に式（2.2.7）の関係を用いて残る積分定数CおよびDを決定します。その結果を式（2.2.17）に示します。

$$D = \frac{-M_0}{2EI\beta^2},\quad C = \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} \qquad (2.2.17)$$

よって、得られた積分定数を式（2.2.13）に代入し、整理しなおすと半無限長の弾性床上の梁の方程式として式（2.2.18）が求められます。

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2EI\beta^3}[(H_0 + \beta M_0)\cos\beta x - \beta M_0 \sin\beta x] \quad (2.2.18)$$

H_0；設計地盤面における水平力（kN）

M_0；設計地盤面におけるモーメント（kN･m）

更に、式（2.2.11）の水平合力の作用高さh_0（$=M_0/H_0$）を用いると、M_0は消去され、式（2.2.18）は式（2.2.18a）のように簡略化されます。

$$y = \frac{H_0 e^{-\beta x}}{2EI\beta^3}[(1 + \beta h_0)\cos\beta x - \beta h_0 \sin\beta x] \quad (2.2.18a)$$

次に、式（2.2.18a）を用いて、設計地盤面における変位量δ_1、たわみ角θ_1および回転に伴う鋼矢板壁天端における変位量δ_2を求めます。

$$\delta_1 = y(0) = \frac{H_0 + \beta M_0}{2EI\beta^3} = \frac{H_0}{2EI\beta^3}(1 + \beta h_0) \quad (2.2.19)$$

$$\theta_1 = -\frac{dy(0)}{dx} = \frac{H_0 + 2\beta M_0}{2EI\beta^2} = \frac{H_0}{2EI\beta^2}(1 + 2\beta h_0) \quad (2.2.20)$$

$$\delta_2 = \theta_1 h \quad (2.2.21)$$

δ_1；設計地盤面における変位量（m）

θ_1；設計地盤面におけるたわみ角（rad）

δ_2；設計地盤面における回転（たわみ角）に伴う鋼矢板壁天端の変位量（m）

h_0；水平合力の作用高さ（m）$=M_0/H_0$

h；地上部の高さ（m）

よって、鋼矢板壁天端の変位量δは、上記のδ_1、δ_2および式（2.2.12）によって得られたδ_3を合計することにより求められます。次に、地中部の最大曲げモーメントM_{max}が生じる深さは、その位置において、せん断力が“0”となるため、式（2.2.18a）の3次導関数にℓ_mを代入し、“＝0”とすれば得られます。その結果を式（2.2.22）に示します。

$$\ell_m = \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left(\frac{H_0}{H_0 + 2\beta M_0}\right) = \frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2\beta h_0}\right) \quad (2.2.22)$$

ℓ_m；地中部の最大曲げモーメントが生じる深さ（m）

したがって、地中部の最大曲げモーメントM_{max}は、式（2.2.18a）の2次導関数に、ℓ_mを代入し、鋼矢板壁の剛性値EIを乗じて求めることができます。その結果を式（2.2.23）に示します。

$$Mmax = -EI\frac{d^2y(\ell_m)}{dx^2} = -\frac{1}{2\beta}\sqrt{(H_0 + 2\beta M_0)^2 + H_0^2}\cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{H_0}{H_0 + 2\beta M_0}\right)} = -M_0 \cdot \phi_m(\beta h_0) \quad (2.2.23)$$

$$\phi_m(\beta h_0) = \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta h_0}\cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2\beta h_0}\right)}$$

M_{max}；最大曲げモーメント（kN･m）

〔４〕 港研方式を用いた根入れ部の設計

ここでは、鋼矢板壁の根入れ部に港研方式[14] を適用して設計する方法について述べます。港研方式では、根入れ地盤のＮ値の分布状況によって、Ｓ型地盤とＣ型地盤の２つに区分しています。式（2.2.24）および式(2.2.25）にそれぞれの支配方程式を示します。

〔Ｓ型地盤〕 $$EI\frac{d^4y}{dx^4}+Bk_sxy^{0.5}=0 \qquad (2.2.24)$$

〔Ｃ型地盤〕 $$EI\frac{d^4y}{dx^4}+Bk_cy^{0.5}=0 \qquad (2.2.25)$$

Ｅ；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8(kN/m^2)

Ｉ；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4)

Ｂ；杭幅 (m)

k_s；土の横抵抗定数(kN/m$^{3.5}$)

k_c；土の横抵抗定数(kN/m$^{2.5}$)

上記は、いずれも変位量yに関して非線形な微分方程式で与えられているため、解析解が得られません。そのため表-2.2.3を基準杭の諸元として、使用する原型杭（ここでは、鋼矢板壁のことを表す）との間に相似則を応用して設計を行ないます。

表-2.2.3　基準杭の諸元

地　上　部　長		h=1m
曲　げ　剛　性		EI=10^4 kN·m^2
横抵抗定数	Ｓ型地盤	Bk_S=0.5m × 2000 kN/m$^{3.5}$=1000 kN/m$^{2.5}$
	Ｃ型地盤	Bk_C=0.5m × 2000 kN/m$^{2.5}$=1000 kN/m$^{1.5}$

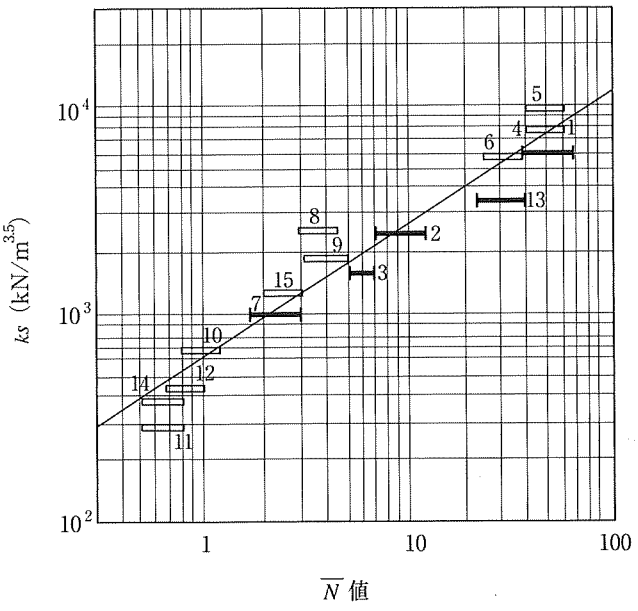
（１） 原型杭の諸元決定

ここでは、表-2.2.3の基準杭の諸元（以下では、添字“ｓ”を付記する）に対応する原型杭の諸元（以下では、添字“ｐ”を付記する）の求め方について述べます。

① 地上部長；基準杭の地上部長$(h)_s$としては、水平荷重の載荷高さを示していることから、原型杭の地上部長$(h)_p$としては、式（2.2.11）で求めた水平合力の作用高さh_0とすればよい。

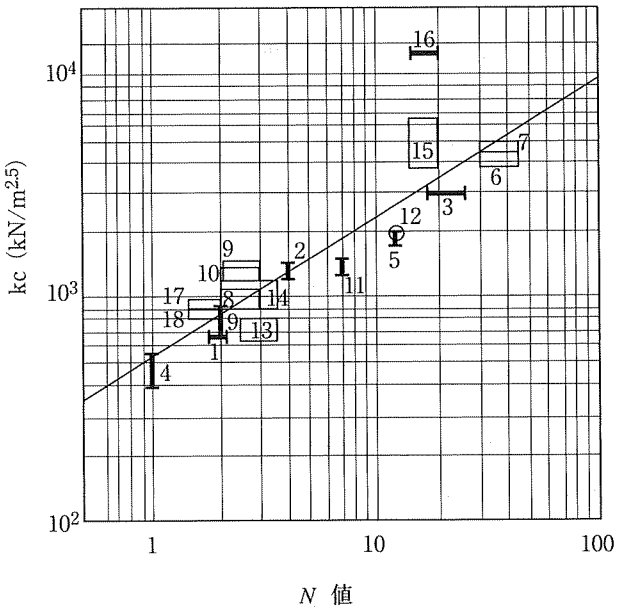
② 曲げ剛性；原型杭の曲げ剛性$(EI)_p$としては、使用する鋼矢板の断面を仮定し、その断面二次モーメントＩに、鋼材のヤング係数Ｅ（2.0×10^8 kN/m^2）を乗じることにより求められます。

③ 横抵抗定数；鋼矢板壁の横抵抗定数を求めるには、先ず根入れ地盤の種別が、Ｓ型地盤か、Ｃ型地盤かを判別しなければならない。その方法としては、設計地盤面から（0.5～1.0）× ℓ_{m1}（ここでℓ_{m1}は曲げモーメント第一零点深さを表す）の範囲のＮ値分布より判断します。Ｓ型地盤とは、「一様な密度の砂地盤や正規圧密された粘土地盤のようにＮ値が深さと共に直線的に増加する地盤」であり、Ｃ型地盤とは、「表層が締った砂地盤や大きな先行圧密を受けた粘土地盤のようにＮ値が深さによらず一定な地盤」を指します。Ｓ型地盤であれば、１ｍ当たりのＮ値の増加割合を用いて図-2.2.3より横抵抗定数k_S、またＣ型地盤であれば平均Ｎ値を用いて図-2.2.4より横抵抗定数k_Cを求めます。なお、鋼矢板壁の場合には、杭幅Ｂの値は、単位幅（＝１ｍ）を用います。



1. ALTON. ILLINOIS (FEAGIN)
2. WINFIELD. MONTANA (GLESER)
3. PORT HUENEME (MASON)
4. 5. 八軒堀 NO. 1, NO.2
6. 茨木川 (後藤)
7. 大阪国際 (別府)
8. 9. 戸畑 NO.6, NO.9
10. 戸畑 K-Ⅰ (運研)
11. 戸畑 K-Ⅱ (運研)
12. 戸畑 L-Ⅱ (運研)
13. 久里浜模型型実験
14. 新葛西箸 (立石)
15. 山ノ下 (井口)

図-2.2.3 N値の増分値とk_Sの関係
(港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年7月, P616, 図-2.4.19)



1. 戸畑 K-Ⅰ (運研)
2. 戸畑 K-Ⅲ (運研)
3. 戸畑 K-Ⅳ (運研)
4. 戸畑 L-Ⅱ (運研)
5. 戸畑 L-Ⅳ (運研)
6. 八軒堀 NO.1
7. 八軒堀 NO.2
8. 大阪 国鉄
9. 八幡製鉄 NO.6
10. 八幡製鉄 NO.9
11. 戸畑予備試験 (運研) -1
12. 戸畑予備試験 (運研) -2
13. Wagner (Calif.) NO.15
14. Wagner (Calif.) NO.25
15. Wagner (Alaska) -1
16. Wagner (Alaska) -2
17. 東京 国鉄 b
18. 東京 国鉄 A_4
19. 東京 国鉄 B

図-2.2.4 平均N値とk_Cの関係
(港湾の施設の技術上の基準・同解説, 平成19年7月, P616, 図-2.4.20)

(2) 基準杭と原型杭の諸元比の算定

表-2.2.3の基準杭の諸元と、上記(1)で得られた各諸元値を用いて、式(2.2.26)によって各諸元の比を求めます。

$$R_x = R_h = \frac{(h)_p}{(h)_s},\quad R_{EI} = \frac{(EI)_p}{(EI)_s}$$

〔S型地盤〕 $R_{Bk} = \dfrac{(Bk_s)_p}{(Bk_s)_s}$

〔C型地盤〕 $R_{Bk} = \dfrac{(Bk_c)_p}{(Bk_c)_s}$ (2.2.26)

次に、式（2.2.26）で得られた数値を、式（2.2.27）および式（2.2.28）に代入して、せん断力比、曲げモーメント比，たわみ角比および変位量比を算出します。

1） S型地盤

$$\left.\begin{aligned} log\ R_T &= log\ R_S = 7(logR_x) - (logR_{EI}) + 2(log\,R_{Bk}) \\ log\ R_M &= 8(logR_x) - (logR_{EI}) + 2(log\,R_{Bk}) \\ log\ R_i &= 9(logR_x) - 2(logR_{EI}) + 2(log\,R_{Bk}) \\ log\ R_y &= 10(logR_x) - 2(logR_{EI}) + 2(log\,R_{Bk}) \end{aligned}\right\} \qquad (2.2.27)$$

2） C型地盤

$$\left.\begin{aligned} log\ R_T &= log\ R_S = 5(logR_x) - (logR_{EI}) + 2(logR_{Bk}) \\ log\ R_M &= 6(logR_x) - (logR_{EI}) + 2(logR_{Bk}) \\ log\ R_i &= 7(logR_x) - 2(logR_{EI}) + 2(logR_{Bk}) \\ log\ R_y &= 8(logR_x) - 2(logR_{EI}) + 2(logR_{Bk}) \end{aligned}\right\} \qquad (2.2.28)$$

次に、基準杭の荷重 T_S を式（2.2.29）により算出する。なお、式中の T_P は、地上部から伝達される水平力 H_0 と同一です。

$$log\ T_S = log\ T_p - log\ R_T \qquad (2.2.29)$$

（3） 基準杭の諸量の算定

上記（2）において求められた荷重 $\log T_S$ を用いて、表-2.2.4および表-2.2.5に示す頭部自由杭の基準杭曲線より基準杭の諸量を求めます。なお、ここで表中に該当する荷重がない場合には、$\log T_S$ を上下に挟む荷重欄を利用して比例配分することにより各諸量が得られます。下記に、その計算手順を示します。なお、$\log T_S$ を挟む大きい方の荷重欄に添字“1”、小さい方の荷重欄に“2”を付記して区別します。

	杭頭荷重	最大曲げモーメント	曲げモーメント第一零点の深さ	地表面変位	地表面たわみ角
	$\log T_1$	$\log (M\max)_1$	$\log (\ell_{m1})_1$	$\log (y_0)_1$	$\log (i_0)_1$
−）	$\log T_2$	$\log (M\max)_2$	$\log (\ell_{m1})_2$	$\log (y_0)_2$	$\log (i_0)_2$
	ΔT	ΔM	$\Delta \ell_{m1}$	Δy_0	Δi_0

上記の結果を用いて、比例配分すると基準杭の諸量は、式（2.2.30）により算出されます。

$$\left.\begin{aligned} log(M_{max})_s &= log(M_{max})_2 + (log\ T_s - log\ T_2)\cdot \Delta M\ /\Delta T \\ log(\ell_{m1})_s &= log(\ell_{m1})_2 + (log\ T_s - log\ T_2)\cdot \Delta \ell_{m1}\ /\Delta T \\ log(y_0)_s &= log(y_0)_2 + (log\ T_s - log\ T_2)\cdot \Delta y_0\ /\Delta T \\ log(i_0)_s &= log(i_0)_2 + (log\ T_s - log\ T_2)\cdot \Delta i_0 /\Delta T \end{aligned}\right\} \qquad (2.2.30)$$

$(M_{max})_s$ ；基準杭の最大曲げモーメント（kN・m）

$(\ell_{m1})_s$ ； 〃 曲げモーメント第一零点深さ（m）

$(y_0)_s$ ； 〃 設計地盤面変位（m）

$(i_0)_s$ ； 〃 設計地盤面のたわみ角（rad）

表-2.2.4　基準曲線（S型地盤，頭部自由杭）　　（単位：kN, m）

杭頭荷重 $\log T$	杭頭変位 $\log y_{top}$	最大曲げモーメント $\log M_{max}$	曲げモーメントの第一ゼロ点の深さ $\log \ell_{m1}$	地表面変位 $\log y_0$	杭頭たわみ角 $\log i_{top}$	地表面たわみ角 $\log i_0$
13.0	14.1219	14.5236	2.1062	14.1139	12.3820	12.3819
12.5	13.4108	13.9540	2.0348	13.4014	11.7416	11.7415
12.0	12.7003	13.3847	1.9634	12.6892	11.1016	11.1014
11.5	11.9905	12.8158	1.8919	11.9774	10.4621	10.4619
11.0	11.2814	12.2474	1.8205	11.2660	9.8232	9.8229
10.5	10.5733	11.6795	1.7491	10.5551	9.1849	9.1845
10.0	9.8662	11.1122	1.6777	9.8448	8.5475	8.5469
9.5	9.1604	10.5455	1.6063	9.1352	7.9110	7.9101
9.0	8.4560	9.9797	1.5349	8.4263	7.2755	7.2743
8.5	7.7533	9.4148	1.4635	7.7184	6.6413	6.6397
8.0	7.0525	8.8510	1.3922	7.0115	6.0085	6.0064
7.5	6.3540	8.2884	1.3208	6.3057	5.3774	5.3745
7.0	5.6581	7.7272	1.2495	5.6013	4.7481	4.7442
6.5	4.9653	7.1676	1.1782	4.8984	4.1210	4.1158
6.0	4.2758	6.6098	1.1069	4.1973	3.4963	3.4894
5.5	3.5902	6.0540	1.0357	3.4981	2.8744	2.8652
5.0	2.9090	5.5005	0.9645	2.8010	2.2556	2.2434
4.5	2.2327	4.9494	0.8935	2.1063	1.6403	1.6242
4.0	1.5619	4.4009	0.8225	1.4142	1.0286	1.0078
3.5	0.8972	3.8553	0.7516	0.7248	0.4212	0.3944
3.0	0.2391	3.3128	0.6809	0.0385	−0.1817	−0.2161
2.5	−0.4119	2.7735	0.6104	−0.6447	−0.7799	−0.8234
2.0	−1.0552	2.2374	0.5401	−1.3245	−1.3730	−1.4275
1.5	−1.6904	1.7047	0.4700	−2.0010	−1.9607	−2.0285
1.0	−2.3173	1.1752	0.4002	−2.6740	−2.5430	−2.6263
0.5	−2.9355	0.6490	0.3307	−3.3434	−3.1197	−3.2211
0.0	−3.5450	0.1259	0.2616	−4.0094	−3.6907	−3.8129
−0.5	−4.1458	−0.3942	0.1928	−4.6719	−4.2560	−4.4018
−1.0	−4.7381	−0.9116	0.1245	−5.3311	−4.8160	−4.9881
−1.5	−5.3221	−1.4265	0.0565	−5.9871	−5.3705	−5.5720
−2.0	−5.8980	−1.9392	−0.0110	−6.6401	−5.9200	−6.1535
−2.5	−6.4664	−2.4499	−0.0782	−7.2902	−6.4646	−6.7329
−3.0	−7.0277	−2.9589	−0.1449	−7.9376	−7.0046	−7.3103
−3.5	−7.5824	−3.4663	−0.2113	−8.5827	−7.5404	−7.8860
−4.0	−8.1310	−3.9725	−0.2772	−9.2254	−8.0723	−8.4601
−4.5	−8.6742	−4.4776	−0.3428	−9.8662	−8.6006	−9.0329
−5.0	−9.2123	−4.9818	−0.4081	−10.5051	−9.1257	−9.6043
−5.5	−9.7459	−5.4853	−0.4731	−11.1423	−9.6478	−10.1747
−6.0	−10.2755	−5.9881	−0.5378	−11.7781	−10.1673	−10.7441
−6.5	−10.8014	−6.4903	−0.6023	−12.4125	−10.6844	−11.3125
−7.0	−11.3241	−6.9922	−0.6665	−13.0458	−11.1995	−11.8803
−7.5	−11.8440	−7.4937	−0.7305	−13.6780	−11.7126	−12.4473
−8.0	−12.3614	−7.9949	−0.7944	−14.3094	−12.2241	−13.0138
−8.5	−12.8766	−8.4959	−0.8580	−14.9399	−12.7342	−13.5797
−9.0	−13.3898	−8.9967	−0.9216	−15.5697	−13.2429	−14.1452
−9.5	−13.9013	−9.4973	−0.9850	−16.1989	−13.7506	−14.7013
−10.0	−14.4113	−9.9978	−1.0483	−16.8275	−14.2572	−15.2751
−10.5	−14.9200	−10.4983	−1.1114	−17.4557	−14.7630	−15.8396
−11.0	−15.4276	−10.9986	−1.1745	−18.0834	−15.2680	−16.4038
−11.5	−15.9344	−11.4989	−1.2376	−18.7109	−15.7726	−16.9678

表-2.2.5　基準曲線（C型地盤，頭部自由杭）　（単位：kN, m）

杭頭荷重 $\log T$	杭頭変位 $\log y_{top}$	最大曲げモーメント $\log M_{max}$	曲げモーメントの第一ゼロ点の深さ $\log \ell_{m1}$	地表面変位 $\log y_0$	杭頭たわみ角 $\log i_{top}$	地表面たわみ角 $\log i_0$
13.0	15.7181	14.9153	2.7519	15.7161	13.3980	13.3980
12.5	14.9194	14.3162	2.6519	14.9168	12.6991	12.6991
12.0	14.1211	13.7174	2.5518	14.1178	12.0005	12.0005
11.5	13.3231	13.1190	2.4518	13.3189	11.3023	11.3023
11.0	12.5257	12.5209	2.3517	12.5204	10.6046	10.6045
10.5	11.7289	11.9233	2.2516	11.7223	9.9074	9.9073
10.0	10.9330	11.3263	2.1515	10.9246	9.2109	9.2107
9.5	10.1380	10.7301	2.0514	10.1276	8.5153	8.5151
9.0	9.3445	10.1348	1.9512	9.3313	7.8209	7.8205
8.5	8.5525	9.5407	1.8510	8.5358	7.1277	7.1272
8.0	7.7625	8.9480	1.7508	7.7416	6.4362	6.4354
7.5	6.9751	8.3572	1.6505	6.9487	5.7469	5.7457
7.0	6.1909	7.7685	1.5501	6.1575	5.0602	5.0583
6.5	5.4105	7.1825	1.4497	5.3685	4.3766	4.3737
6.0	4.6349	6.5997	1.3493	4.5819	3.6968	3.6924
5.5	3.8652	6.0207	1.2488	3.7984	3.0215	3.0149
5.0	3.1206	5.4462	1.1483	3.0185	2.3516	2.3418
4.5	2.3485	4.8768	1.0479	2.2427	1.6880	1.6737
4.0	1.6046	4.3132	0.9476	1.4719	1.0317	1.0110
3.5	0.8724	3.7560	0.8475	0.7065	0.3836	0.3542
3.0	0.1536	3.2055	0.7477	−0.0529	−0.2554	−0.2964
2.5	−0.5503	2.6621	0.6484	−0.8056	−0.8845	−0.9406
2.0	−1.2376	2.1256	0.5498	−1.5512	−1.5030	−1.5783
1.5	−1.9083	1.5955	0.4520	−2.2898	−2.1108	−2.2100
1.0	−2.5612	1.0715	0.3552	−3.0210	−2.7076	−2.8355
0.5	−3.1968	0.5527	0.2595	−3.7451	−3.2937	−3.4555
0.0	−3.8155	0.0384	0.1650	−4.4622	−3.8694	−4.0703
−0.5	−4.4188	−0.4724	0.0717	−5.1730	−4.4356	−4.6806
−1.0	−5.0076	−0.9803	−0.0204	−5.8778	−4.9927	−5.2867
−1.5	−5.5834	−1.4861	−0.1114	−6.5772	−5.5419	−5.8893
−2.0	−6.1479	−1.9903	−0.2013	−7.2718	−6.0838	−6.4888
−2.5	−6.7021	−2.4932	−0.2903	−7.9621	−6.6192	−7.0856
−3.0	−7.2482	−2.9953	−0.3784	−8.6489	−7.1494	−7.6803
−3.5	−7.7867	−3.4967	−0.4658	−9.3324	−7.6748	−8.2730
−4.0	−8.3189	−3.9977	−0.5526	−10.0133	−8.1960	−8.8641
−4.5	−8.8459	−4.4984	−0.6388	−10.6918	−8.7138	−9.4540
−5.0	−9.3683	−4.9989	−0.7245	−11.3684	−9.2287	−10.0427
−5.5	−9.8869	−5.4993	−0.8099	−12.0433	−9.7410	−10.6305
−6.0	−10.4025	−5.9995	−0.8949	−12.7168	−10.2513	−11.2175
−6.5	−10.9153	−6.4997	−0.9796	−13.3892	−10.7599	−11.8039
−7.0	−11.4260	−6.9998	−1.0641	−14.0606	−11.2670	−12.3898
−7.5	−11.9348	−7.4998	−1.1484	−14.7312	−11.7729	−12.9752
−8.0	−12.4422	−7.9999	−1.2325	−15.4011	−12.2777	−13.5603
−8.5	−12.9482	−8.4999	−1.3165	−16.0705	−12.7818	−14.1450
−9.0	−13.4533	−8.9999	−1.4004	−16.7394	−13.2851	−14.7295
−9.5	−13.9574	−9.5000	−1.4842	−17.4079	−13.7879	−15.3138
−10.0	−14.4608	−10.0000	−1.5679	−18.0761	−14.2902	−15.8980
−10.5	−14.9637	−10.5000	−1.6515	−18.7440	−14.7921	−16.4820
−11.0	−15.4660	−11.0000	−1.7351	−19.4117	−15.2936	−17.0659
−11.5	−15.9682	−11.5000	−1.8187	−20.0793	−15.7951	−17.6497

（4） 鋼矢板壁の諸量の算定

鋼矢板壁（原型杭）の諸量は、上記の（3）の計算結果を式（2.2.31）に代入することにより求めることができます。

$$\left.\begin{aligned} &\log M_{max} = \log (M_{max})_s + \log R_M \\ &\log l_{m1} = \log (l_{m1})_s + \log R_h \\ &\log y_0 = \log (y_0)_s + \log R_y = \log \delta_1 \\ &\log i_0 = \log (i_0)_s + \log R_i = \log \theta_1 \end{aligned}\right\} \qquad (2.2.31)$$

M_{max}；鋼矢板壁の最大曲げモーメント（kN・m）

ℓ_{m1} ；　〃　曲げモーメント第一零点深さ（m）

δ_1 ；　〃　設計地盤面の変位量（m）

θ_1 ；　〃　設計地盤面のたわみ角（rad）

鋼矢板壁の設計地盤面における回転（たわみ角）に伴う鋼矢板壁天端における変位量δ_2は、上記によって得られたθ_1を式（2.2.21）に代入すれば求められます。また、鋼矢板壁天端の変位量δは、上記のδ_1、δ_2および式（2.2.12）によって得られたδ_3を合計することにより算定されます。なお、鋼矢板壁の必要根入れ長は、通常、設計地盤面から上記のℓ_{m1}の1.5倍以上とします。

2.2.4　タイロッド式鋼矢板壁の設計

タイロッド式鋼矢板壁は、鋼矢板壁上部に腹起しやタイ材（タイロッド、タイワイヤ）を取付け、鋼矢板壁に作用する外力の一部を控え工に分担させる構造形式です。それゆえ設計法は外力計算と4種類の構造部材〔①鋼矢板壁、②腹起し、③タイ材、④控え工〕の計算が必要となります。

〔1〕 鋼矢板壁の設計

タイ材によって、控え工に連結された鋼矢板壁の設計法としては、根入れ部においても極限平衡土圧が作用するものとして取り扱う方法が永らく適用されてきました。しかし、近年においては、根入れ部に弾性地盤反力法を応用した設計法についても提案され、実用化されています。

前者の代表的な設計法には、“フリーアースサポート（Free Earth Support）法"と“フィックストアースサポート（Fixed Earth Support）法"があります。フリーアースサポート法は、根入れ部において鋼矢板壁に負の曲げモーメントが生じないとしたものであり、フィックストアースサポート法では、根入れが十分に長く、根入れ途中において曲げの反曲点が存在するとしたものです。本項では、フィックストアースサポートの解法である①仮想鉸点法と②たわみ曲線法を紹介します。また、後者としては、『港湾基準』[15]に示された③ロウの方法による照査法について紹介します。

（1） 仮想鉸点法による鋼矢板壁の設計

仮想鉸点法による鋼矢板壁の設計法は、フリーアースサポート法による限界根入れ長に所定の安全率を加味した根入れ計算法と仮想梁法の考え方を用いた断面設計の2つにより構成されています。

1） 根入れ長の計算

鋼矢板壁の根入れ長は、式（2.2.32）に示すように主働土圧、受働土圧および残留水圧によるタイ材取付点まわりのモーメントの釣合いより決定します。

$$M_p \geq F_s \cdot M_a \qquad (2.2.32)$$

M_a；主働土圧および残留水圧によるタイ材取付点まわりのモーメント（kN･m／m）

M_p；受働土圧によるタイ材取付点まわりのモーメント（kN･m／m）

F_s；安全率（参考として、表-2.2.6に1999年版『港湾基準』[34]で与えられた安全率を示します）

表-2.2.6　安全率

根入れ地盤の土質	常　時	地震時
砂　質　土	1.5以上	1.2以上
硬い粘性土	1.2以上	1.2以上

2） 断面設計

鋼矢板壁の断面設計は、設定された仮想鉸点より下方の根入れ部分は無視し、タイ材取付点および仮想鉸点によって支えられた仮想の単純梁（仮想梁）として計算を行ないます。なお、仮想鉸点の位置は、海底面付近に設定されることが多いですが、適用基準により異なる場合があるので注意が必要です。仮想梁の支点反力は、式（2.2.33）および式（2.2.34）で与えられます。

$$A_P = \frac{h_0}{h_T} \cdot \sum P \tag{2.2.33}$$

$$R_D = \sum P - A_P \tag{2.2.34}$$

$\sum P$ ；仮想鉸点より上の荷重（土圧,残留水圧など）の合力（kN/m）

h_0 ；仮想鉸点から合力作用点までの高さ（m）

h_T ；仮想鉸点からタイ材取付点までの高さ（m）

A_P ；タイ材取付点反力（kN/m）

R_D ；仮想鉸点反力（kN/m）

また、鋼矢板壁の最大曲げモーメントM_{max}は、仮想梁が静定構造（図-2.2.5　参照）なので、次のように力の釣合式のみで簡単に求めることができます。

先ず、仮想鉸点から最大曲げモーメントが生じる位置までの高さh_mは、その位置でせん断力が“0”となることから荷重合力P_Sが、式（2.2.35）を満たすように決定します。その荷重合力の作用高さをh_Sとすると、最大曲げモーメントM_{max}は、式（2.2.36）により簡単に算定されます。なお、極端にタイ材を下方に取り付ける場合には、取付点位置における曲げモーメントの絶対値が式（2.2.36）を上回ることも考えられますので注意が必要です。

$$P_s = R_D \tag{2.2.35}$$

$$M_{max} = P_s h_s \tag{2.2.36}$$

h_m ；仮想鉸点から最大曲げモーメントが生じる位置までの高さ（m）

P_s ；仮想鉸点から最大曲げモーメントが生じる位置までの荷重合力（kN･m/m）

h_s ；仮想鉸点から最大曲げモーメントが生じる位置までの合力作用高さ（m）

M_{max} ；最大曲げモーメント（kN･m/m）

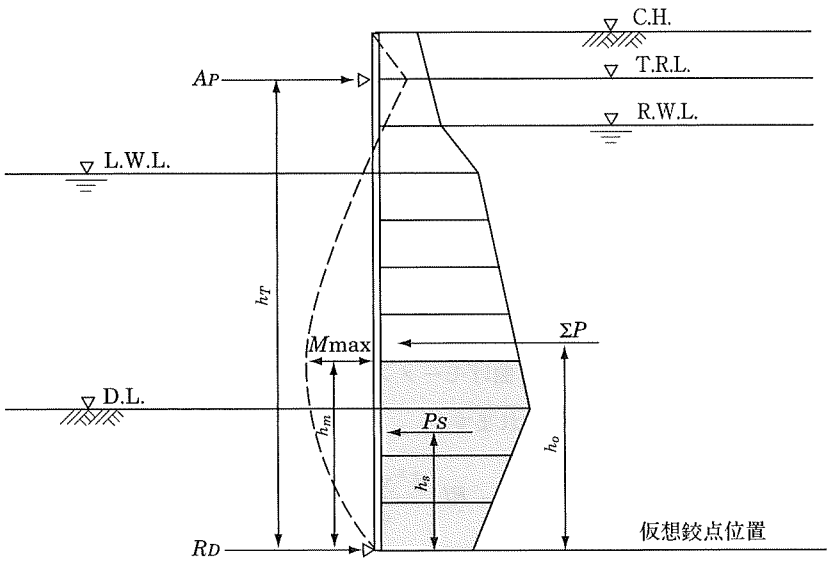


図-2.2.5　仮想の単純梁

（２） たわみ曲線法による鋼矢板壁の設計

ここではフィックストアースサポート法の代表的な解法である“たわみ曲線法”について紹介します。従来、たわみ曲線法による鋼矢板壁の設計法としては図解法が用いられてきましたが、製図上の誤差が生じやすく、煩雑なため最近では電算を利用した数値解析法が多く用いられるようになってきました。ここではその解法の概要について述べます。

タイ材の取付点を原点として、座標軸を図-2.2.6のように与えた場合、荷重関数の変化点で分割された鋼矢板壁のたわみ曲線の方程式は、式（2.2.2）～式（2.2.4）で与えられます。

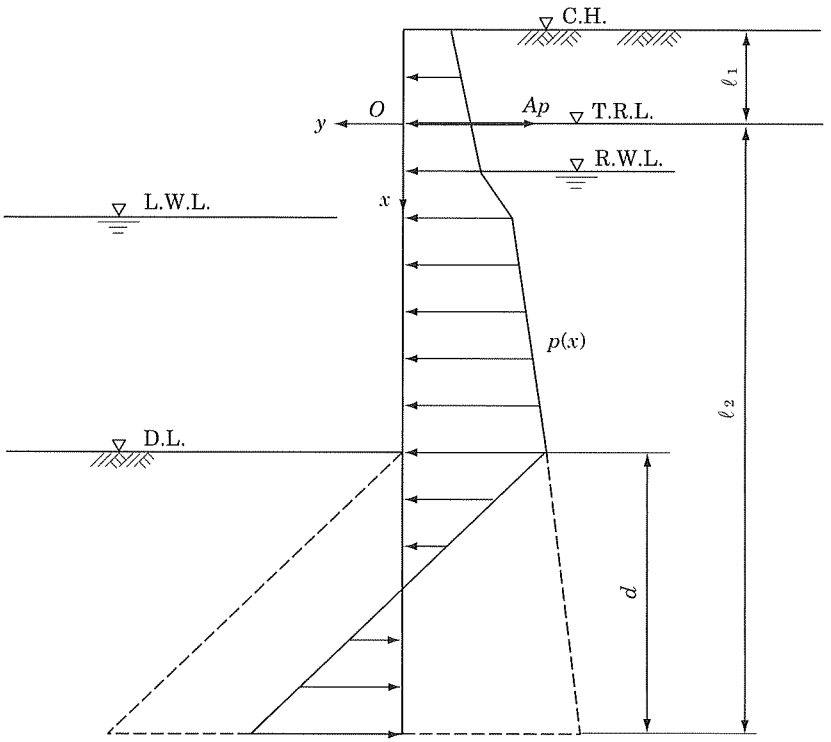


図-2.2.6 鋼矢板壁の座標

ここで荷重関数の変化点およびタイ材取付点で分割された梁の数をｎ個とした場合、未知量の数は積分定数とタイ材取付点反力A_Pの（４ｎ＋１）個になります。一方、これらを含む方程式の数は、梁のたわみ曲線の方程式および１～３次導関数を合わせて４ｎ個になります。ここで両端部〔天端、および根入れ先端〕の境界条件、および分割点（以下、節点という）における連続条件は、下記のように与えられます。

１） 鋼矢板壁天端（$x = -\ell_1$）における境界条件

鋼矢板壁の天端は自由端であり、曲げモーメントおよびせん断力が、“０”となることから次の２つの境界条件式、式（2.2.37）が得られます。

$$-EI\frac{d^2y(-\ell_1)}{dx^2} = 0,\quad -EI\frac{d^3y(-\ell_1)}{dx^3} = 0 \qquad (2.2.37)$$

2） タイ材の取付点を除く節点（$x \neq 0$）の連続条件

節点を挟む上下の梁番号をｉ、および（ｉ＋１）とし、節点のx座標値をx_iとした場合、上下の梁は連続しているため、次の４つの条件式が得られます。

$$\left.\begin{aligned} & y_i(x_i) = y_{i+1}(x_i)、\frac{dy_i(x_i)}{dx_i} = \frac{dy_{i+1}(x_i)}{dx_{i+1}} \\ & -EI\frac{d^2y_i(x_i)}{dx_i^{\,2}} = -EI\frac{d^2y_{i+1}(x_i)}{dx_{i+1}^{\,2}},\ -EI\frac{d^3y_i(x_i)}{dx_i^{\,3}} = -EI\frac{d^3y_{i+1}(x_i)}{dx_{i+1}^{\,3}} \end{aligned}\right\} \quad (2.2.38)$$

3） タイ材の取付点（$x = 0$）における連続条件

タイ材の取付点を挟む上下の梁番号をｊ、および（ｊ＋１）とし、タイ材の取付点の変位量を“０”とすると、次の５つの条件式が得られます。

$$\left.\begin{aligned} & y_j(0) = 0,\ y_{j+1}(0) = 0、\frac{dy_j(0)}{dx_j} = \frac{dy_{j+1}(0)}{dx_{j+1}} \\ & -EI\frac{d^2y_j(0)}{dx_j^{\,2}} = -EI\frac{d^2y_{j+1}(0)}{dx_{j+1}^{\,2}}、-EI\frac{d^3y_j(0)}{dx_j^{\,3}} + A_p = -EI\frac{d^3y_{j+1}(0)}{dx_{j+1}^{\,3}} \end{aligned}\right\} \quad (2.2.39)$$

A_p；タイ材取付点反力（kN/m）

4） 鋼矢板壁根入れ下端（$x = \ell_2$）における境界条件

鋼矢板壁の根入れ下端は、固定されており、曲げモーメントが“０”となることから次の３つの境界条件式が得られます。

$$y_n(\ell_2) = 0、\frac{dy_n(\ell_2)}{dx_n} = 0、-EI\frac{d^2y_n(\ell_2)}{dx_n^{\,2}} = 0 \quad (2.2.40)$$

上記より、（４ｎ＋２）個の境界条件式および連続条件式が得られます。一方、未知量の数は、（４ｎ＋１）個なので条件式の方が１つ多くなります。この過多の条件式は、根入れ下端の３つの境界条件のうち２個を取出し、残る１つの条件式が満足するまで、根入れ長を変化させて、順次繰返し計算することにより決定できます。たとえば、下端条件を固定端〔変位量$\delta = 0$、たわみ角$\theta = 0$〕とおいた場合には、順次根入れ長をかえて固定端の曲げモーメントが“０”に収束するまで繰返し計算をして、下端の３つの境界条件が満足する根入れ長を求めます。このようにして根入れ長dが決定されれば、全ての未知量（積分定数、タイ材取付点反力）が決定され、先の支配方程式の一般解に代入すれば、鋼矢板壁各部の４諸量（変位量、たわみ角、曲げモーメント、せん断力）が得られます。

なお、実際の根入れ長は、先の計算により得られた根入れ長に所定の安全率を乗じて決定します。

（3） ロウの方法による鋼矢板壁の設計

本項では、（1）の仮想鉸点法によって設計計算された鋼矢板壁を、弾性地盤反力法の一解法であるロウの方法[14] を用いて照査設計する『港湾基準』の方法について紹介します。ロウによる鋼矢板壁の根入れ部の式は、式（2.2.9）に示すように表されます。『港湾基準』では、根入れ部の荷重関数は、主働土圧、静止土圧、残留水圧および地盤反力を用いて式（2.2.41）で与えています。なお、式中の断面二次モーメントや荷重関数値は、単位幅“1 m”の表記に変更されているのでご注意ください。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+\frac{\ell_h}{D_F r_f}xy = p_{A0}+K_{AD}\gamma x-K_0\gamma x \qquad (2.2.41)$$

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8(kN/m^2)

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4/m)

ℓ_h；矢板壁の地盤反力係数(kN/m^3)

D_F；矢板壁の収束根入れ長（m）

r_f；根入れ部前面の第一次の正の反力土圧の作用深さとD_Fの比

p_{A0}；海底面における主働土圧と残留水圧強度の合計(kN/m^2/m)

K_{AD}；矢板壁根入れ部の主働土圧係数

K_0；矢板壁根入れ部の静止土圧係数

γ；矢板壁根入れ部の土の単位体積重量(kN/m^3)

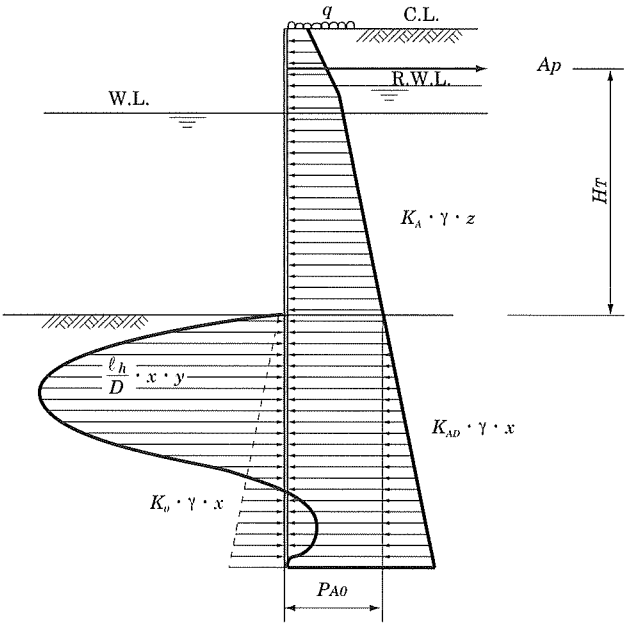


図-2.2.7 矢板壁の解析上の土圧分布

1） シミラリティナンバーωと収束根入れ長時の諸量との関係

高橋、菊池ら[17] は、式（2.2.42）に示すような、海底面からタイ材取付点までの高さH_Tを用いたフレキシビティナンバーρと地盤特性を合成した矢板壁の剛度を表す新しい指標値（シミラリティナンバーω）を考案し、この新指標値と鋼矢板壁の根入れ長がフィックストアースサポート状態に収束する根入れ時の諸量に関して下記の3つの関係を導きました。

$$\omega = \rho \ell_h = \frac{H_T^{\,4}}{EI} \ell_h \qquad (2.2.42)$$

ω；シミラリティナンバー

ρ；フレキシビティナンバー

H_T；海底面からタイ材取付点までの高さ（m）

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8 (kN/m^2)

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4/m)

ℓ_h；矢板壁の地盤反力係数（kN/m^3）、（テルツァギィ(K.Terzaghi)の提案値〔表-2.2.7参照〕やこれを改良した高橋、菊池らの提案値〔図-2.2.8，図-2.2.9参照〕があります。）

表-2.2.7　砂地盤中の矢板壁の地盤反力係数 ℓ_h

砂の相対密度	緩　い	中ぐらい	密　な
地盤反力係数（kN/ m^3）	24,000	38,000	58,000

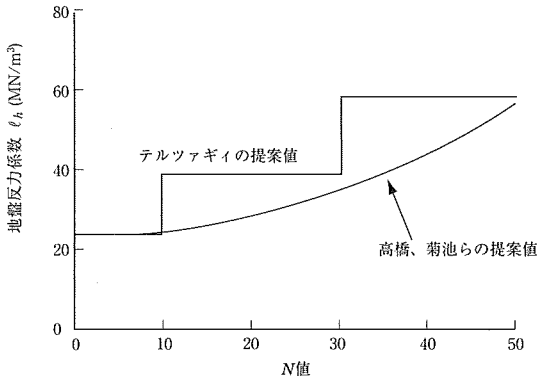


図-2.2.8　N値と地盤反力係数（ℓ_h）の関係

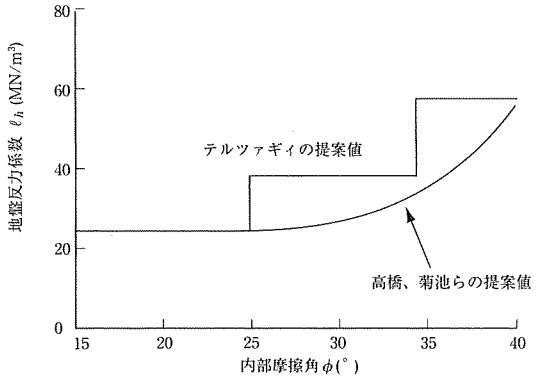


図-2.2.9　内部摩擦角（ϕ）と地盤反力係数（ℓ_h）の関係

シミラリティナンバーと各諸量との関係式を下記に列挙します。なお、添字に“N”を付記したものは常時、“S”を付記したものは地震時を表します。

① 収束根入れ長D_Fと仮想壁体高さH_Tの比δ（$=D_F/H_T$）との関係

$$\delta_N = 4.9510\,\omega^{-0.2} - 0.2486 \ 、\ \delta_S = 5.0916\,\omega^{-0.2} - 0.2591 \qquad (2.2.43)$$

② 収束根入れ時の最大曲げモーメントM_Fと仮想梁法による設計時の最大曲げモーメントM_Tとの比μ（$=M_F/M_T$）との関係

$$\mu_N = 3.8625\,\omega^{-0.2} + 0.2255 \ 、\ \mu_S = 4.5647\,\omega^{-0.2} + 0.1329 \qquad (2.2.44)$$

③ 収束根入れ時のタイ材張力T_Fと仮想梁法による設計時のタイ材張力T_Tとの比τ（$=T_F/T_T$）との関係

$$\tau_N = 1.8259\,\omega^{-0.2} + 0.6232 \quad 、\quad \tau_S = 2.3174\,\omega^{-0.2} + 0.5514 \qquad (2.2.45)$$

2） 根入れ長の照査

（1）の仮想鉸点法によって算出された根入れ長Dと海底面からタイ材取付点までの高さH_Tの比を用いて、式（2.2.46）のδを満足しているか、否かで根入れ長を照査します。なお、地震時の値δ_Sは、常に常時の値δ_Nに比べて大きいため、右辺のδとしては地震時の値δ_Sを用います。

$$\frac{D}{H_T} \geq \delta 、 \qquad ここで \qquad \delta = \delta_S = 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591 \qquad (2.2.46)$$

D ；根入れ長（m）

上記の式を満足しない場合には、再度、式（2.2.47）によって根入れ長Dを求めます。このようにして得られた根入れ長Dは、収束根入れ長D_Fを満足します。

$$D \geq \delta_s H_t \qquad (2.2.47)$$

3） 収束根入れ時の最大曲げモーメントの計算

収束根入れ時の最大曲げモーメントM_Fは、（1）の仮想鉸点法によって求められた最大曲げモーメントM_Tに、式（2.2.44）で与えられた補正係数μを乗じて求められます。

$$M_F = \mu \cdot M_T \qquad (2.2.48)$$

M_F ；収束根入れ時の最大曲げモーメント（kN･m/m）

M_T ；仮想鉸点法によって求められた最大曲げモーメント（kN･m/m）、（式（2.2.36）のM_{max}に同じ）

4） 収束根入れ時のタイ材張力の計算

収束根入れ時のタイ材張力T_Fは、3）と同様、（1）の仮想鉸点法によって求められたタイ材張力T_Tに、式（2.2.45）で与えられた補正係数τを乗じて求められます。

$$T_F = \tau \cdot T_T \qquad (2.2.49)$$

T_F ；収束根入れ時のタイ材張力（kN/m）

T_T ；仮想鉸点法によって求められたタイ材張力（kN/m）（式（2.2.33）のA_Pに同じ）

〔2〕 タイ材の設計

タイ材に作用する張力T_pは、先に求めたＡｐを用いて、式（2.2.50）によって求めます。また、矢板壁の上部工に係船柱を設けて、船舶の牽引力がタイ材に伝達される構造の場合には、通常、係船柱付近の４本のタイ材が牽引力を均等に分担するものと仮定して、式（2.2.51）によって求めます。このように船舶の牽引力を考慮する場合には異常時扱いとします。なお、“（３）ロウの方法による鋼矢板壁の設計”を行った場合には、A_Pは式（2.2.49）で得られたT_Fの値を用います。

$$T_P = A_P \ell \sec\theta \qquad (2.2.50)$$

T_p；タイ材の張力（kN）

A_P；タイ材の取付点反力（kN/m）

ℓ　；タイ材の取付間隔（m）

θ　；タイ材の取付け角度（°）

$$T_P = (A_P \ell + P/4)\sec\theta \qquad (2.2.51)$$

Ｐ　；係船柱１本当たりに作用する牽引力の水平分力（kN）

〔3〕 腹起し工の設計

腹起しはタイ材取付点を支点とし，取付点反力A_Pが等分布に作用する梁として設計を行ないます。この場合、腹起しに作用する最大曲げモーメントは式（2.2.52）で与えられます。

$$|M_{max}| = \frac{1}{K} A_P \cdot \ell^2 \qquad (2.2.52)$$

$|M_{max}|$；腹起しに作用する絶対最大曲げモーメント（kN・m）

A_P；タイ材の取付点反力（kN/m）

ℓ　；タイ材の取付間隔（m）

K　；係　数

腹起し材の長さが、タイ材の取付間隔に対して十分に長いものを用いる場合には、腹起しを連続梁として取り扱うことができます。港湾構造物では、通常、腹起しを三径間連続梁として“K=10”としています。

〔4〕 控え工の設計

控え工の構造形式は、①直杭、②組杭、③版、④鋼矢板壁に大別されます。下記に、それぞれの設置位置の決定法と設計法について述べます。

（1） 控え直杭の設計

1） 設置位置の決定

控え直杭の設置位置は、図-2.2.10に示すように海底面から引いた鋼矢板壁の主働崩壊面と控え直杭のタイ材取付点から $\ell_{m1}/3$（ℓ_{m1}；頭部自由杭の曲げモーメント第一零点深さ）の位置から前方に引いた受働崩壊面が、控え直杭のタイ材の取付点の高さよりも下方で交わらないように設置します。なお、ℓ_{m1} の算出式は、該当基準により異なりますので注意が必要です。

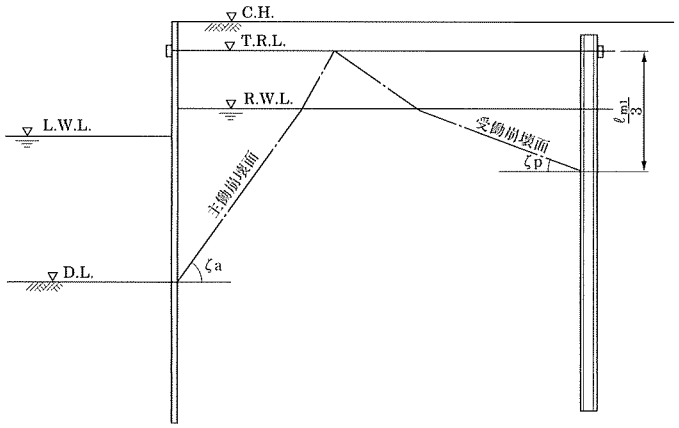


図-2.2.10 控え直杭の設置位置

2） 控え直杭の設計

上記、1）のようにして設置位置が決定された控え直杭は、タイ材の取付点の高さを仮想の地表面と考えて、タイ材張力を受ける頭部自由杭として設計します。

(i) 港湾構造物の場合

控え直杭の設計には、地盤のバネ反力が杭の変位量の平方根に比例するとして求められた「港研方式」が適用されます。“2.2.3自立式鋼矢板の設計〔4〕”では、杭頭が突出した杭の適用法について述べましたが、ここでは突出量のない杭として設計します。この場合には、控え直杭の諸量を式(2.2.53)または、式（2.2.54）に代入すれば、最大曲げモーメント、曲げモーメント第一零点深さや仮想地表面変位を算定することができます。なお、必要根入れ長は、タイ材取付点から下記の曲げモーメント第一零点深さ ℓ_{m1} の1.5倍以上とします。

〔S型地盤〕

$$\left.\begin{aligned} \log M_{max} &= -0.05825 + \frac{1}{7}\log EI - \frac{2}{7}\log Bk_S + \frac{8}{7}\log T \\ \log \ell_{m1} &= 0.53473 + \frac{1}{7}\log EI - \frac{2}{7}\log Bk_S + \frac{1}{7}\log T \\ \log y_0 &= 0.38958 - \frac{4}{7}\log EI - \frac{6}{7}\log Bk_S + \frac{10}{7}\log T \end{aligned}\right\} \quad (2.2.53)$$

〔C型地盤〕

$$\left.\begin{aligned} log\, M_{max} &= -0.28846 + \frac{1}{5} log\, EI - \frac{2}{5} log\, Bk_C + \frac{6}{5} log\, T \\ log\, \ell_{m1} &= 0.55205 + \frac{1}{5} log\, EI - \frac{2}{5} log\, Bk_C + \frac{1}{5} log\, T \\ log\, y_0 &= 0.11328 - \frac{2}{5} log\, EI - \frac{6}{5} log\, Bk_C + \frac{5}{8} log\, T \end{aligned}\right\} \quad (2.2.54)$$

M_{max}；最大曲げモーメント（kN・m）

ℓ_{m1}；曲げモーメント第一零点深さ（m）

y_0；仮想地表面の変位量＝タイ材取付点変位量（m）

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8(kN/m^2)

I；控え直杭の断面二次モーメント(m^4)

B；杭幅(m)

k_s；土の横抵抗定数(kN/m$^{3.5}$)、〔図-2.2.3参照〕

k_c；土の横抵抗定数(kN/m$^{2.5}$)、〔図-2.2.4参照〕

T；タイ材張力の水平成分（kN）＝$T_p \sec\theta$

T_F；タイ材の張力（kN）、〔式（2.2.50）および式（2.2.51）参照〕

θ；タイ材の取付け角度（°）

(ii) 漁港構造物の場合

控え直杭の設計は、地盤のバネ反力が杭の変位量に比例するとして求められた「チャンの式」を適用します。“2.2.3 自立式鋼矢板の設計〔3〕”では、杭頭に水平力H_0とモーメントM_0を受ける場合の適用法について述べましたが、ここではモーメントが作用しないので、“$M_0=0$”として、式(2.2.19)および式(2.2.23)に代入すれば、仮想地表面変位δおよび最大曲げモーメントM_{max}が得られます。また、曲げモーメント第一零点深さℓ_{m1}も式(2.2.18a)の2次導関数を“＝0”と置くことにより、簡単に求めることができます〔$\sin\beta\,\ell_{m1}=0 \rightarrow \ell_{m1}=\pi/\beta$〕。これらの結果を式(2.2.55)にまとめます。なお、必要根入れ長は、半無限長として仮想地表面から$3/\beta$以上とします。

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= -0.3224\,\frac{H_0}{\beta} \\ \delta &= \frac{H_0}{2EI\beta^3} \\ \ell_{m1} &= \frac{\pi}{\beta} \end{aligned}\right\} \quad (2.2.55)$$

M_{max}；最大曲げモーメント（kN・m）

ℓ_{m1}；曲げモーメント第一零点深さ（m）

δ；仮想地表面の変位量＝タイ材取付点変位量（m）

H_0；水平力＝タイ材張力の水平成分（kN）＝$T_p \sec\theta$

β；杭の特性値(m^{-1})、$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{E_S}{4EI}}$

E；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I；鋼矢板壁の断面二次モーメント(m^4)

E_s；地盤のバネ反力係数(kN/m^2)

また、後背地が狭隘で、やむを得ず、1）の設置条件を満たせない場合には、海底面から引いた鋼矢板壁の主働崩壊面と控え直杭のタイ材取付点から $\ell_{ml}/3$ の位置から引いた受働崩壊面の交点高さを仮想地表面として突出部をもつ杭として設計を行います。この場合の最大曲げモーメントおよびタイ材取付点の変位量は、式（2.2.56）で求められます。

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= -M_0 \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}}{2\beta h_0} \cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\beta h_0}\right)} \\ \delta &= H_0 \frac{1+2(1+\beta h_0)^3}{6EI\beta^3} \end{aligned}\right\} \quad (2.2.56)$$

M_{max}；最大曲げモーメント（kN·m）

δ　；仮想地表面の変位量＝タイ材取付点変位量（m）

H_0　；水平力＝タイ材張力の水平成分（kN）$= T_p \sec\theta$

h_0　；突出高さ＝仮想地表面からタイ材取付点までの高さ（m）

M_0　；仮想地表面位置におけるモーメント（kN·m）$= H_0 h_0$

（2）　控え組杭の設計

1）　設置位置の決定

控え組杭の設置位置は、タイ材の張力を杭の軸方向支持力のみで抵抗するとした場合には、図-2.2.11に示すように海底面から引いた鋼矢板壁の主働崩壊面より外側に位置するように設置します。一方、杭の曲げ抵抗も考慮して、タイ材の張力に抵抗させる場合には、控え直杭に準じて、前方斜杭の斜長 $1/\beta$ の点から前方に引いた受働崩壊面が、タイ材の取付点の高さよりも下方で交わらないように設置位置を決定します。

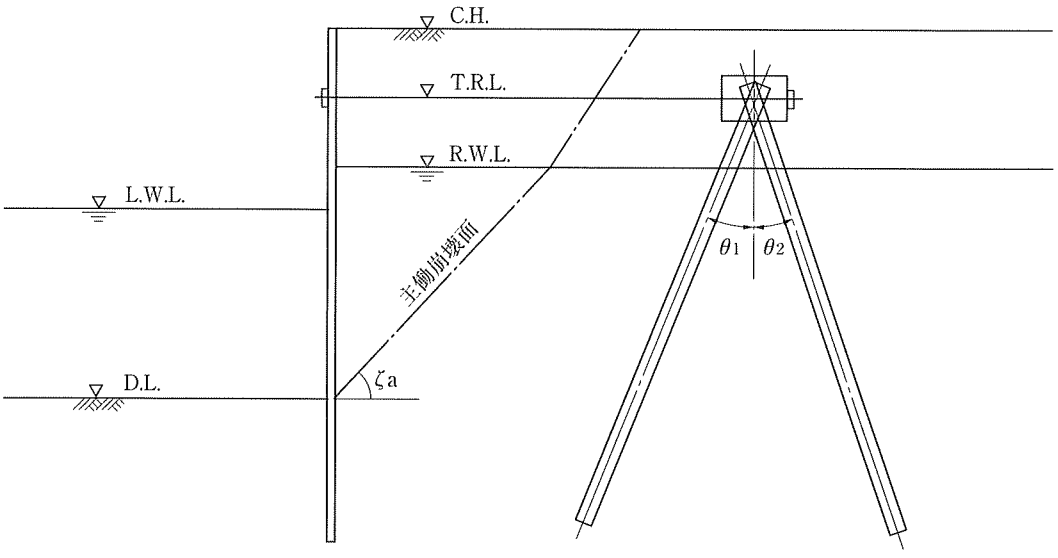


図-2.2.11　控え組杭の設置位置

2） 控え組杭の設計

(i) 組杭の抵抗として軸方向支持力のみを考慮する場合

控え組杭に作用する鉛直力をV、水平力をHとし、組杭の鉛直面に対する傾斜角をθ_1、θ_2とすると、杭の反力は、式（2.2.57）により求められます〔図-2.2.12参照〕。

$$P_1 = \frac{V\sin\theta_2 + H\cos\theta_2}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \qquad P_2 = \frac{V\sin\theta_1 - H\cos\theta_1}{\sin(\theta_1+\theta_2)} \qquad (2.2.57)$$

V；鉛直力（kN）

H；水平力＝タイ材張力の水平成分（kN）＝$T_p\sec\theta$

P_1，P_2；杭の軸方向力（kN）

θ_1，θ_2；鉛直面に対する杭の斜杭角度（°）

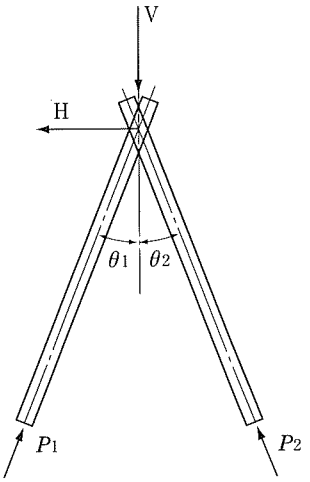


図-2.2.12 組杭の力の釣合

杭の極限支持力は、式（2.2.58）～式（2.2.60）で与えられます。また、引抜き抵抗力は、極限支持力式中の先端支持力項を除外します。

i) 砂質土地盤に打込まれた杭の極限支持力

$$R_u = 300NA_P + 2\overline{N}A_S \qquad (2.2.58)$$

R_U；杭の極限支持力（kN）

A_P；杭の先端面積（m^2）

A_S；杭周の全表面積（m^2）

N；杭先端地盤のN値、式（2.2.59）により算定します。

$\overline{N}$；杭根入れ全長に対する平均のN値

$$N = \frac{N_1 + \overline{N}_2}{2} \qquad (2.2.59)$$

B；杭の直径または幅（m）

N_1；杭先端位置でのN値

$\overline{N}_2$；杭先端から上方4Bの範囲の平均N値

ii) 粘性土地盤に打込まれた杭の極限支持力

$$R_u = 6c_pA_P \qquad (2.2.60)$$

c_p；杭先端位置での粘着力（kN/m^2）

(ii)　組杭の曲げ抵抗も考慮して、タイ材の張力に抵抗させる場合

組杭の検討方法としては、幾つかの算定方法がありますが、ここでは「杭頭の軸方向および軸直角方向の抵抗が弾性性状を示し、かつ組杭交点（以下では、特に断らない限り“杭頭”と表記する）で各杭の変位が常に一致する」という仮定条件下において各杭の分担力を求める方法について示します。

図-2.2.13に示す組杭において、杭頭における各杭の軸方向沈下量はその杭に作用する軸力に比例するものとし、軸直角方向変位はその杭に作用する軸直角方向力に比例するものと仮定すると、組杭の各杭に作用する軸方向力および軸直角方向力は、力の釣合いおよび変位の適合条件から導かれた式(2.2.61)によって算定できます。なお、式中の添字は、“１”が前方斜杭、“２”は後方斜杭を表します。

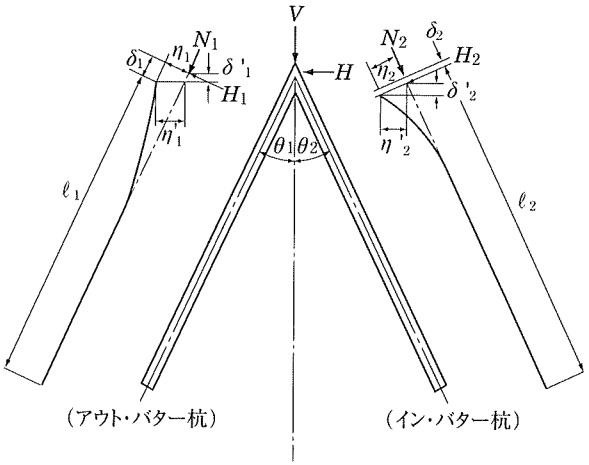


図-2.2.13　曲げ抵抗を考慮した組杭の荷重と変位の状況

〔港湾の施設の技術上の基準・同解説　図-参4.3.12に加筆〕

$$
\left.
\begin{aligned}
N_1 &= \frac{\omega_1}{\Delta}\Big[\{\mu_1 \cos\theta_1 + \mu_2 \cos\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_2 \sin\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\}V \\
&\quad + \{\mu_1 \sin\theta_1 - \mu_2 \sin\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_2 \cos\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\}H\Big] \\
N_2 &= \frac{\omega_2}{\Delta}\Big[\{\mu_2 \cos\theta_2 + \mu_1 \cos\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_1 \sin\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\}V \\
&\quad - \{\mu_2 \sin\theta_2 - \mu_1 \sin\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_1 \cos\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\}H\Big] \\
H_1 &= \frac{\mu_1}{\Delta}\Big[-\{\omega_1 \sin\theta_1 - \omega_2 \sin\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_2 \cos\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\}V \\
&\quad + \{\omega_1 \cos\theta_1 + \omega_2 \cos\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_2 \sin\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\}H\Big] \\
H_2 &= \frac{\mu_2}{\Delta}\Big[\{\omega_2 \sin\theta_2 - \omega_1 \sin\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_1 \cos\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\}V \\
&\quad + \{\omega_2 \cos\theta_2 + \omega_1 \cos\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_1 \sin\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\}H\Big] \\
\Delta &= (\omega_1+\omega_2)(\mu_1+\mu_2) + (\omega_1-\mu_1)(\omega_2-\mu_2)\sin^2(\theta_1+\theta_2)
\end{aligned}
\right\} \quad (2.2.61)
$$

V；組杭一組当たりの鉛直荷重（kN）

H；組杭一組当たりの水平荷重（kN）

θ_1, θ_2；各杭が鉛直となす角（°）

N_1, N_2；各杭に作用する軸方向力（圧縮力を正とする）（kN）

H_1, H_2；各杭に作用する軸直角方向力（kN）

ω_1, ω_2；各杭頭の軸方向ばね係数（kN/m）、表-2.2.9 参照

μ_1, μ_2；各杭頭の軸直角方向ばね係数（kN/m）、表-2.2.9 参照

表-2.2.9　杭頭ばね係数

杭頭軸方向ばね係数（ω）	支持杭の場合		$\omega = \dfrac{AE}{\ell}$
	摩擦杭の場合	粘性土	$\omega = \dfrac{2AE}{\ell}$
		砂質土	$\omega = \dfrac{3AE}{2\ell}$
杭頭軸方向ばね係数（μ）	地上部のない場合（$\lambda = 0$）	杭頭ヒンジの場合	$\mu = 2EI\beta^3 = \dfrac{E_s}{2\beta}$
		杭頭固定の場合	$\mu = 4EI\beta^3 = \dfrac{E_s}{\beta}$

〔港湾の施設の技術上の基準・同解説　表-参4.3.8に加筆〕

なお、表-2.2.9中のβは、チャンの式における杭の特性値です。式（2.2.62）に再掲します。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \tag{2.2.62}$$

β　；杭の特性値（m^{-1}）

E　；鋼材のヤング係数＝2.0×10^8（kN/m^2）

I　；鋼矢板壁の断面二次モーメント（m^4）

E_s；地盤のバネ反力係数（kN/m^2）＝$k_h B$

B　；杭幅（m）

k_h；横方向地盤反力係数（kN/m^3）

ここで、組杭に上記を適用するに際しては、図-2.2.14に示す補正係数を用いて、斜杭角度に応じて、横方向地盤反力係数k_hを修正します。

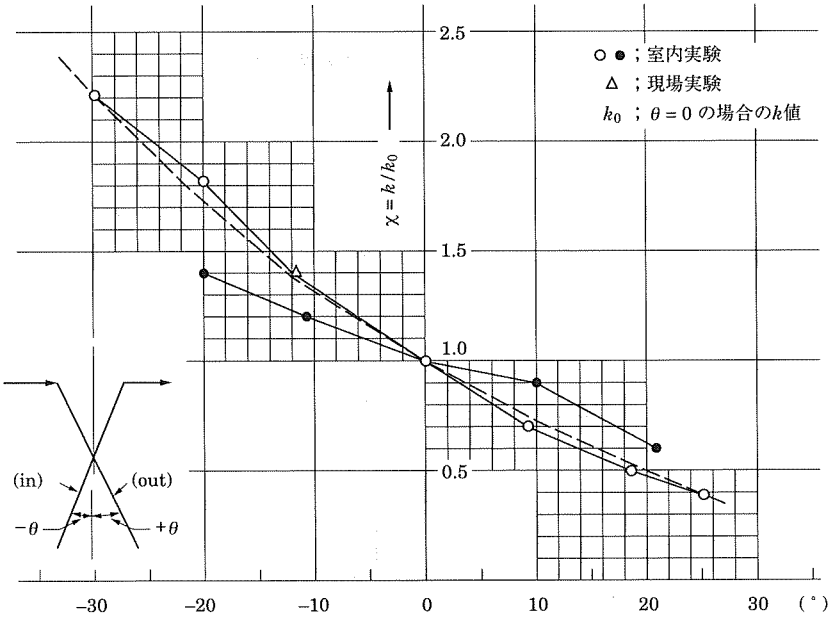


図-2.2.14　杭の傾斜角による地盤反力係数の補正値

また、杭頭の鉛直変位および水平変位は、式（2.2.63）によって算定されます。

$$\left.\begin{aligned}
\delta_1' = \delta_2' &= \frac{1}{\Delta}\left[\left\{\omega_1 sin^2\theta_1 + \mu_1 cos^2\theta_1 + \omega_2 sin^2\theta_2 + \mu_2 cos^2\theta_2\right\}V\right. \\
&\quad \left. + \frac{1}{2}\left\{(\mu_1 - \omega_2) sin2\theta_1 + (\omega_2 - \mu_2) sin2\theta_2\right\}H\right] \\
\eta_1' = \eta_2' &= \frac{1}{\Delta}\left[\frac{1}{2}\left\{(\mu_1 - \omega_2) sin2\theta_1 + (\omega_2 - \mu_2) sin2\theta_2\right\}V\right. \\
&\quad \left. + \left\{\mu_1 sin^2\theta_1 + \omega_1 cos^2\theta_1 + \mu_2 sin^2\theta_2 + \omega_2 cos^2\theta_2\right\}H\right]
\end{aligned}\right\} \qquad (2.2.63)$$

δ_1', δ_2'；各杭頭の鉛直変位（m）

η_1', η_2'；各杭頭の水平変位（m）

各杭の応力度照査に際しては、上記により得られた杭の軸直角方向力H_1、H_2を杭頭に受ける杭として算定される曲げモーメントによる応力度と杭の軸方向力N_1、N_2を受ける杭として算定される軸方向応力度を用いて応力度照査を行います。また、支持力に対する照査は、杭の軸直角方向力H_1、H_2に対して（ｉ）に準じて行います。

（３） 控え版の設計

１） 設置位置の決定

控え版の設置位置は、図-2.2.15 に示すように海底面から引いた鋼矢板壁の主働崩壊面と控え版下端から引いた受働崩壊面が地表面下で交わらないよう設置します。

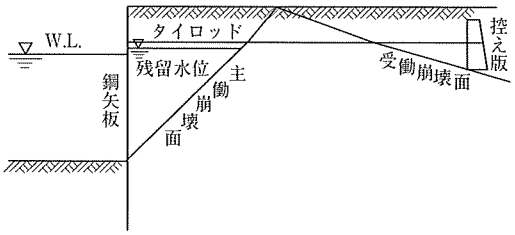


図-2.2.15　控え版の設置位置

２）控え版の設計

控え版は、図-2.2.16 に示すように、控え版前面の受働土圧によって、タイ材の取付点反力および控え版背後の主働土圧に抵抗するものとして式（2.2.64）を満足するように設計を行います。

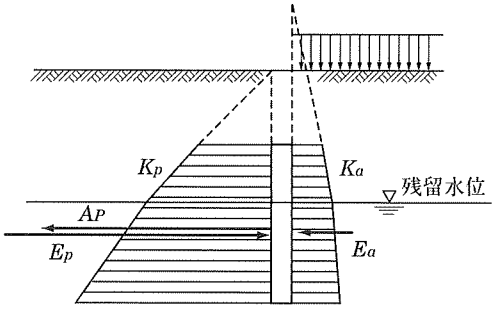


図-2.2.16　控え版に作用する外力

$$E_p \geq \gamma_a \quad (A_p + E_a) \tag{2.2.64}$$

A_p；タイ材取付点設計反力（kN/m）（$=\gamma Ap \cdot Apk$）

A_{pk} ；タイ材取付点反力

γ_{Ap} ；構造解析係数（永続状態1.0、レベル1地震動に関する変動状態1.0）

E_a；控え版に作用する設計主働土圧（kN/m）（壁面摩擦角を15°として算定します）

（$=\gamma EA \cdot EAk$）

E_{Ak} ；控え版に作用する主働土圧

γ_{EA} ；構造解析係数（永続状態1.2、レベル1地震動に関する変動状態1.0）

E_p；控え版に作用する設計受働土圧（kN/m）（壁面摩擦角を0°として算定します）

（$=\gamma EP \cdot EPk$）

E_{Pk} ；控え版に作用する受働土圧

γ_{EP} ；構造解析係数（永続状態1.0、レベル1地震動に関する変動状態1.0）

γ_a；構造解析係数（永続状態2.1、レベル1地震動に関する変動状態2.0）

ただし、控え版に作用する主働土圧の算定にあたっては、載荷重を考慮するが、受働土圧には考慮しません。なお、海底面から引いた鋼矢板壁の主働崩壊面と控え版下端から引いた受働崩壊面が地表面下で交わる場合には、交点より上の鉛直面に作用すべき受働土圧（ΔE_p）は抵抗しないものとして減じます。

$$\Delta E_p = K_p \gamma h_f^2 / 2 \tag{2.2.65}$$

K_p；受働土圧係数

γ ；土の単位体積重量（kN/m^3）

h_f；地表面から崩壊面の交点までの深さ（m）

控え版の断面設計は、上記の外力による曲げモーメントに対して安全となるように設計します。一般には、近似的に土圧を等分布荷重とみなし、水平方向には連続版、鉛直方向にはタイ材の取付点を固定点とした片持版と仮定して、式（2.2.66）による最大曲げモーメントを用いて設計します。

$$\left.\begin{aligned} M_H &= \frac{T\ell}{12} \\ M_V &= \frac{Th}{8\ell} \end{aligned}\right\} \tag{2.2.66}$$

M_H；水平方向の最大曲げモーメント（kN・m）

M_V；延長１m当りの鉛直方向の最大曲げモーメント（kN・m/m）

T；タイ材張力（kN）

ℓ；タイ材間隔（m）

h；控え版の高さ（m）

（4） 控え鋼矢板壁の設計

控え鋼矢板壁は、タイ材取付点から下の鋼矢板長が十分長く、長杭とみなし得る場合には、“（1）控え直杭“の設計に準じて設置位置、鋼矢板断面を決定します。一方、長杭とみなし得ない場合には図-2.2.17に示すようにタイ材取付点から下方 $\ell_{m1}/2$（ℓ_{m1}は、長杭とみなした時の曲げモーメント第一零点深さ）までの鋼矢板を有効として控え版の設計に準じて行ないます。

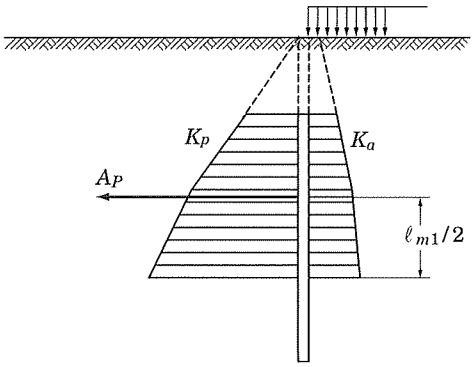


図-2.2.17　短い控え鋼矢板の仮想土圧

2.3 壁面土圧

地中に剛な壁体が垂直に設置されている状況を想定（図-2.3.1 参照）しますと、壁体両側の水平土圧は釣り合っています。

ここで、図-2.3.1 の片側地盤を壁体下面まで掘削し壁体が変形も移動もしないと仮定した状態（図-2.3.2（a）参照）の土圧を静止土圧（図-2.3.3 参照）と言います。これは、図-2.3.1 の状態と同じとなります。

次に、この壁体が垂直を保持した状態で、掘削側に移動し、かつ壁体と地盤の摩擦、移動に伴う地山側の地表面沈下が無いと仮定した場合（図-2.3.2（b）参照）には、壁体が受けている土圧が減少してゆき、ある一定の土圧に落ち着きます。この平衡状態（図-2.3.2（b）参照）の土圧を主働土圧と言います。

また、逆にこの壁体が、地山側に移動し、地表面が盛り上がることはないと仮定した場合（図-2.3.2（c）参照）には、壁体が受けている地山側からの土圧が増大していき、ある一定の土圧に落ち着きます。この土圧で最大のものを受働土圧（図-2.3.3 参照）と言います[18]。

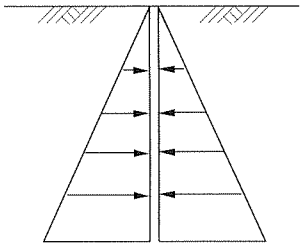


図-2.3.1　地中の壁体に作用する土圧

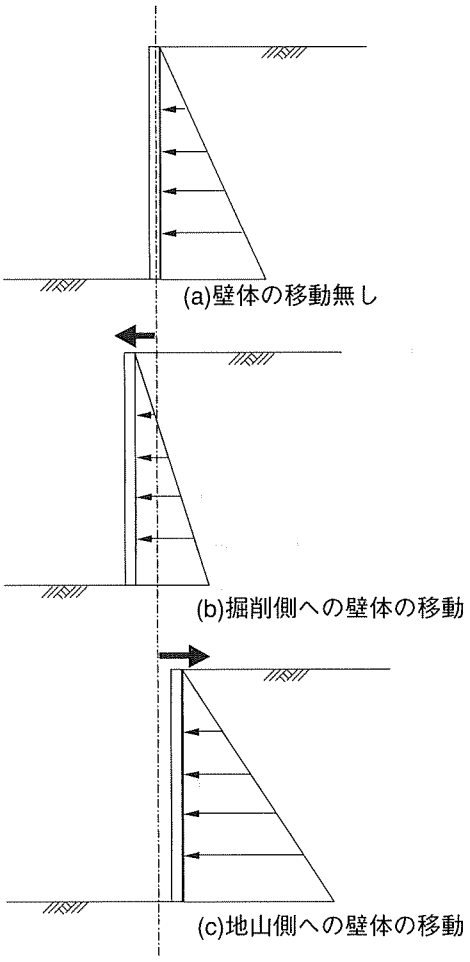


図-2.3.2　壁体の移動と土圧

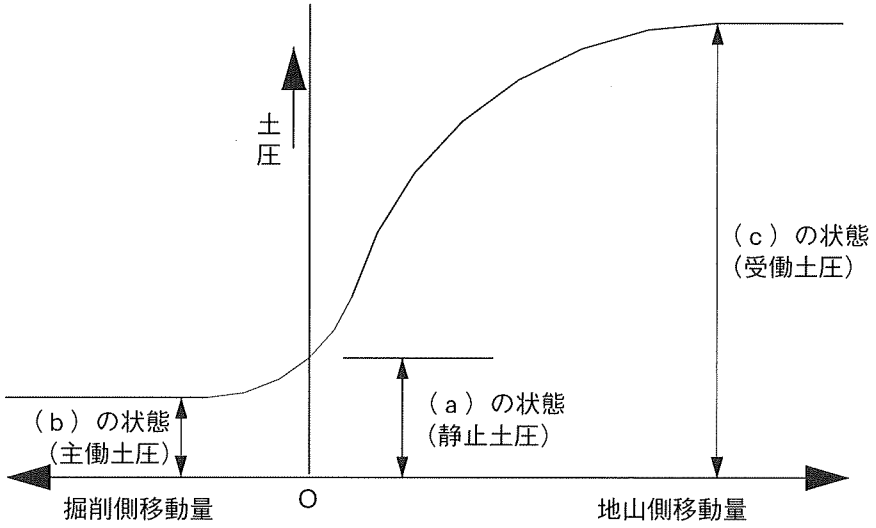


図-2.3.3　壁体の移動と土圧

主働土圧強度　$p_a = K_a \gamma h$　$K_a \ll 1$　(2.3.1)

受働土圧強度　$p_p = K_p \gamma h$　$K_p \gg 1$　(2.3.2)

静止土圧強度　$p_r = K_0 \gamma h$　$K_0 \fallingdotseq 0.5$　(2.3.3)

p_a；主働土圧強度（kN/㎡）

p_p；受働土圧強度（kN/㎡）

p_r；静止土圧強度（kN/㎡）

K_a；主働土圧係数

K_p；受働土圧係数

K_0；静止土圧係数

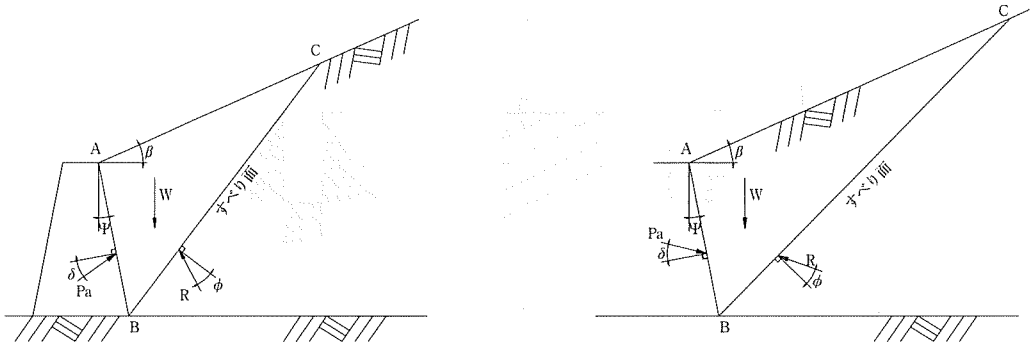
γ；土の単位体積重量（kN/m³）

h；深さ（m）

2.3.1 クーロン系土圧式

クーロン土圧の考え方は図-2.3.4に示すように擁壁後方の裏込めにくさび状の土塊を仮定し、図-2.3.4の土くさびが自重で落ち込んで壁が前方に移動するときの圧力を主働土圧、逆に土くさびが壁の圧力により、上方に抜け出す場合の圧力を受働土圧としました。

主働土圧の場合、三角形の土の部分ＡＢＣに働く力は図-2.3.4に示すように、三角形の土の自重Ｗと壁に及ぼす力Ｐａ及びすべり面ＢＣでの抵抗力Ｒとなります。この３力を用いて、力の釣り合いより、その値が極値を取るようにすべり面を定めた結果、主働土圧Ｐａは式（2.3.4）に、受働土圧Ｐｐは式（2.3.5）となります[18]。



（a）主働時の力の釣り合い　　（b）受働時の力の釣り合い

図-2.3.4　クーロン土圧の考え方

$$Pa=\frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos^2(\phi-\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2} \tag{2.3.4}$$

$$Pp=\frac{1}{2}\gamma H^2\frac{\cos^2(\phi+\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2} \tag{2.3.5}$$

Ｐａ；主働土圧　（kN/m）

Ｐｐ；受働土圧　（kN/m）

γ　；土の単位体積重量（ｋＮ/m^3）

Ｈ　；擁壁高さ（m）

δ　；壁面摩擦角（°）

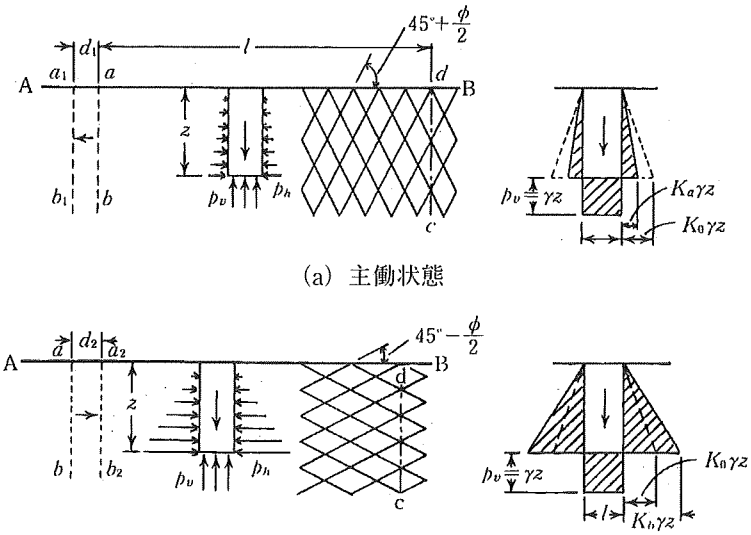
ψ　；擁壁背面の傾斜角（°）

ϕ　；土の内部摩擦角（°）

β　；地表面の傾斜角（°）

2.3.2　ランキン系土圧式

ランキンの土圧の考え方は、図-2.3.5に示すように水平に広がる粘着力の無い地盤全体が塑性平衡状態にあるときの地中応力から求めたものです。



(a) 主働状態

(b) 受働状態

図-2.3.5　ランキン土圧の考え方[18)]

地中の応力状態をモールの応力円を用いて求めると主働土圧は式（2.3.6）に受働土圧は式（2.3.7）となります。

$$Pa=\frac{1}{2}\gamma H^2 tan^2\left(45^\circ-\frac{\phi}{2}\right) \tag{2.3.6}$$

$$Pp=\frac{1}{2}\gamma H^2 tan^2\left(45^\circ+\frac{\phi}{2}\right) \tag{2.3.7}$$

Pa；主働土圧（kN/m）

Pp；受働土圧（kN/m）

γ ；土塊の単位体積重量（kN/m^3）

H ；擁壁高さ（m）

ϕ ；土の内部摩擦角（°）

2.3.3 鋼矢板壁に用いる土圧式

本設構造で用いられている土圧をみますと、主としてクーロン系の土圧算定式が採用されています。また粘性土の土圧については、一般的取扱いはかなり複雑なものになっています。ここでは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会）[19] に掲載されている土圧算定式を次に示します。

〔1〕 常時の土圧

（1）砂質土の土圧

(i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (2.3.5)、崩壊面が水平となす角度は式 (2.3.6) によって算定します。

$$p_{ai} = K_{ai}\left\{\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right\}\cos\psi \tag{2.3.5}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i-\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta)}} \tag{2.3.6}$$

(ii) 受働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (2.3.7)、崩壊面が水平となす角度は式 (2.3.8) によって算定します。

$$p_{pi} = K_{pi}\left\{\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right\}\cos\psi \tag{2.3.7}$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i+\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = \tan(\phi_i-\delta+\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta)}} \tag{2.3.8}$$

p_{ai}，(p_{pi})；i 層下面の壁面に作用する主（受）働土圧強度（kN/m^2）

ϕ_i；i 層の土の内部摩擦角（°）

γ_i；i 層の土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i；i 層の厚さ（m）

K_{ai}，(K_{pi})；i 層の主（受）働土圧係数

ψ；壁面が鉛直となす角度（°）

β；地表面が水平となす角度（°）

δ；壁面摩擦角（°）

ζ_i；i 層の崩壊面が水平となす角度（°）

w；地表面単位面積当り上載荷重（kN/m^2）

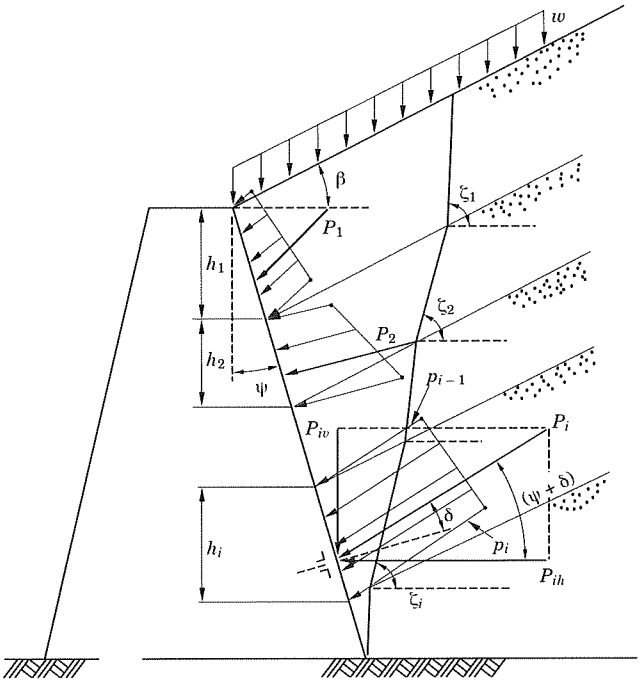


図-2.3.6　土圧

（2）粘性土の土圧

(i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式（2.3.9）によって算定します。ただし、式（2.3.9）を使用した場合に生ずる負の土圧は考えません。

$$P_{ai}=\Sigma_i \gamma h_i+\mathrm{w}-2c \qquad (2.3.9)$$

c ；粘着力（kN/m²）

(ii) 受働土圧

土圧強度は、式（2.3.10）を用いて算定します。

$$P_{pi}=\Sigma_i \gamma h_i+\mathrm{w}+2c \qquad (2.3.10)$$

〔２〕 地震時の土圧

（１）砂質土の土圧

(i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式（2.3.11)、崩壊面が水平となす角度は式（2.3.12）によって算定します。

$$p_{ai} = K_{ai}\left\{ \sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)} \right\}\cos\psi \qquad (2.3.11)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi+\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta) + \sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}} \qquad (2.3.12)$$

(ii) 受働土圧

壁面に作用する土圧強度は式（2.3.13)、崩壊面が水平となす角度は式（2.3.14）によって算定します。

$$p_{pi} = K_{pi}\left\{ \sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)} \right\}\cos\psi \qquad (2.3.13)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi-\theta)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi-\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right\}^2}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = \tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta) + \sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta-\theta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}} \qquad (2.3.14)$$

θ ；地震合成角 $\theta=\tan^{-1}k$ あるいは $\theta=\tan^{-1}k'$

k ；震度

k'；見かけの震度

他の記号は、2.3.3 鋼矢板壁に用いる土圧式〔1〕常時の土圧(1)砂質土の土圧に同じ

(iii)　見掛けの震度

見掛けの震度は各設計基準・指針で異なります。ここでは「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[19]に準拠するものとして、水面下の土の地震時の土圧は、式（2.3.15）によって得られる見掛けの震度を用います。

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w\} + (\gamma - 10) h} k \qquad (2.3.15)$$

k' ；見掛けの震度

γ_t ；残留水位上の土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ；残留水位上のｉ層の土層の厚さ（m）

γ ；水によって飽和した土の空気中における単位体積重量（kN/m^3）

h_j ；残留水位下において、土圧を算定する層より上のｊ層の土層の厚さ（m）

w ；地表面の単位面積当たりの載荷重（kN/m^2）

h ；残留水位下において、土圧を算定する土層の厚さ（m）

k ；震度

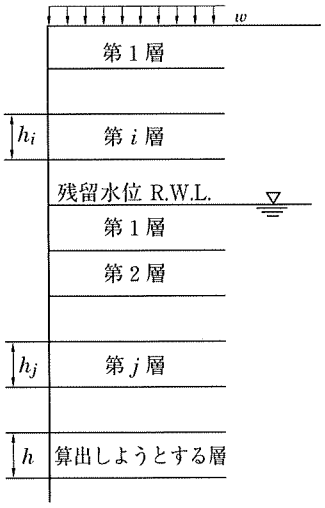


図-2.3.7　土層記号

表-2.3.1　主働土圧係数（$K_a \cdot \cos\delta$）

$\delta = 0°$

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	0.490	0.527	0.569	0.616	0.672	0.831	−
25°	0.406	0.439	0.476	0.517	0.564	0.681	0.860
30°	0.333	0.364	0.397	0.433	0.473	0.569	0.697
35°	0.271	0.298	0.328	0.360	0.396	0.478	0.581

$\delta = 15°$

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	0.420	0.459	0.505	0.559	0.625	0.825	−
25°	0.351	0.385	0.424	0.469	0.520	0.656	0.882
30°	0.291	0.322	0.355	0.394	0.437	0.543	0.693
35°	0.239	0.266	0.296	0.329	0.366	0.455	0.572

表-2.3.2　主働崩壊角（ζ_a）

$\delta = 0°$　　（度）

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	55.0	52.0	48.5	44.3	39.3	24.7	−
25°	57.5	55.0	52.1	48.9	45.2	35.9	22.1
30°	60.0	57.8	55.3	52.6	49.6	42.6	33.6
35°	62.5	60.5	58.3	55.9	53.3	47.6	40.7

$\delta = 15°$　　（度）

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	49.5	46.1	42.3	37.9	32.8	19.3	−
25°	53.4	50.5	47.3	43.8	39.9	30.4	17.7
30°	56.9	54.3	51.6	48.6	45.3	37.8	28.8
35°	60.1	57.8	55.4	52.7	49.9	43.6	36.4

表-2.3.3　受働土圧係数（$K_p \cdot \cos\delta$）

$\delta = 0°$

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	2.040	1.966	1.888	1.804	1.712	1.481	−
25°	2.464	2.384	2.300	2.212	2.119	1.910	1.636
30°	3.000	2.912	2.821	2.727	2.629	2.418	2.175
35°	3.690	3.593	3.493	3.391	3.286	3.063	2.820

$\delta = -15°$

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	2.926	2.772	2.611	2.442	2.262	1.832	−
25°	3.723	3.551	3.373	3.190	3.000	2.587	2.084
30°	4.807	4.608	4.406	4.200	3.988	3.545	3.058
35°	6.331	6.097	5.860	5.620	5.376	4.872	4.341

表-2.3.4　受働崩壊角（ζ_p）

$\delta = 0°$　　（度）

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	35.0	33.5	31.8	29.7	27.2	19.0	−
25°	32.5	31.5	30.3	29.0	27.4	23.4	16.4
30°	30.0	29.3	28.4	27.5	26.5	24.0	20.6
35°	27.5	26.9	26.4	25.7	25.0	23.4	21.3

$\delta = -15°$　　（度）

ϕ ＼ k	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
20°	23.9	22.9	21.8	20.4	18.7	13.2	−
25°	22.4	21.8	21.0	20.2	19.2	16.5	11.8
30°	20.7	20.2	19.7	19.1	18.5	16.9	14.7
35°	18.7	18.4	18.0	17.6	17.2	16.2	15.0

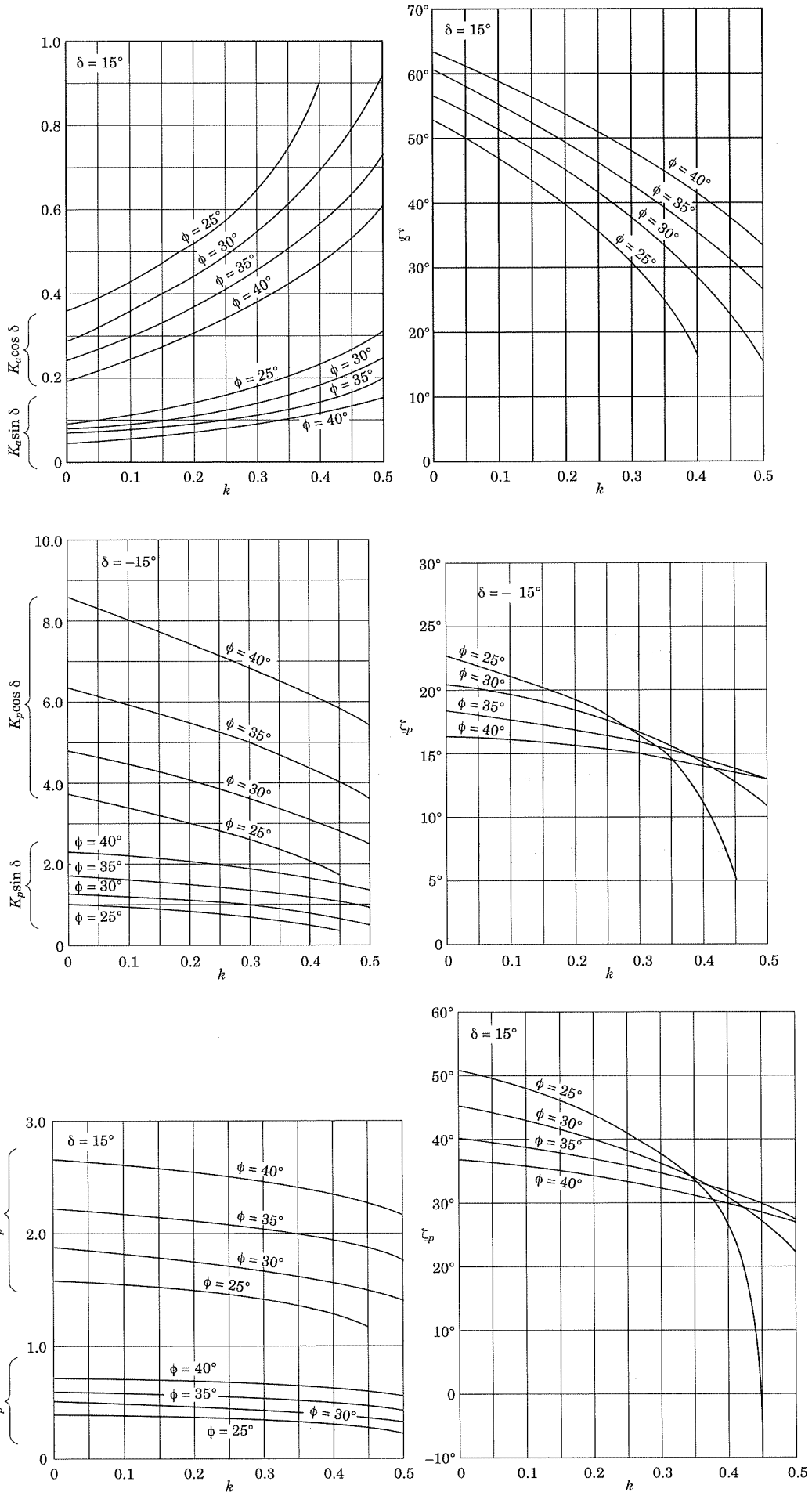


図-2.3.8　土圧係数と崩壊角[19)]

（2）粘性土の土圧

(i) 主働土圧

地震時の主働土圧強度は式（2.3.16）、崩壊面が水平となす角度は式（2.3.17）によって算定します。

$$p_a = \frac{(\Sigma \gamma h + w)\sin(\zeta_a + \theta)}{\cos\theta \sin\zeta_a} - \frac{c}{\cos\zeta_a \sin\zeta_a} \tag{2.3.16}$$

$$\zeta_a = \tan^{-1}\sqrt{1 - \left(\frac{\Sigma \gamma h + 2w}{2c}\right)\tan\theta} \tag{2.3.17}$$

γ ；土の単位体積重量（kN/m^3）

h ；層の厚さ（m）

w；単位面積当りの上載荷重（kN/m^2）

c ；土の粘着力（kN/m^2）

θ ；地震合成角（°） $\theta = \tan^{-1} k$ あるいは $\theta = \tan^{-1} k'$

k ；震度

k'；見かけの震度

ζ_a ；崩壊面が水平となす角度（°）

海底面以下については、海底面下 10m において震度を 0 として土圧強度を求めますが、海底面下 10m における土圧強度が海底面における値より小さい場合には、海底面における値を用います。

(ii) 受働土圧

粘性土の地震時の受働土圧を求める方法については、不明の点が多いので、式（2.3.10）に示した常時の土圧算定式を便法として用います。

2.3.4　設計基準等と採用土圧式

主な設計基準等に掲載されている土圧式を表-2.3.5に示します。

表-2.3.5　主な設計基準等と採用土圧式

項目＼設計基準等			港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007年 日本港湾協会）	災害復旧工事の設計要領（2014年 全国防災協会）	漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年 全国漁港・漁場協会）	土地改良事業計画設計基準設計［水路工］（2001年 農業土木学会）
常時	砂質土	主働土圧	式（2.3.5）	同左	同左	同左
		受働土圧	式（2.3.7）	〃	〃	〃
	粘性土	主働土圧	式（2.3.9）	式（2.3.9） 式（2.3.18）	〃	〃
		受働土圧	式（2.3.10）	同左	〃	〃
地震時	砂質土	主働土圧	式（2.3.11）	〃	〃	記述なし
		受働土圧	式（2.3.13）	〃	〃	〃
	粘性土	主働土圧	式（2.3.16）	〃	式（2.3.15） 式（2.3.18）	〃
		受働土圧	式（2.3.10）	〃	同左	〃
壁面摩擦角			常時：±15°～20° 地震時：±15°以下	常時：±15° 地震時：主働側+15° 受働側　0°	±15°	±15°
その他			海底面下における粘性土の地震時の土圧を算出する場合，海底面下10m以下においては震度を0として土圧を求めてよい。ただし，海底面下10mにおける土圧が海底面における値より小さい場合には海底面における値を用いる。		海底面下における粘性土の地震時の土圧を算出する場合，海底面下10m以下においては震度を0として土圧を求めてよい。ただし，海底面下10mにおける土圧が海底面における値より小さい場合には海底面における値を用いる。	比較的小規模な構造物として使用されることが多いので，一般には地震時の影響を考慮しない場合が多い。

注）粘性土の主働土圧算定式は，式（2.3.9）の他に式（2.3.18）を用いて算定し，大きい方をとる場合があります。

$$p_a = K_c (\sum \gamma_i h_i + w) \qquad (2.3.18)$$

K_c；圧密平衡係数，$K_c = 0.5$

2.4 水圧

2.4.1 残留水圧

「港湾の施設の技術上の基準」[19] によると、鋼矢板壁背面土圧の水位と前面の水位との間に水位差を生じる場合には、次のような残留水圧が作用するものとしています。

$$y < h_w \qquad p_w = \gamma_w \cdot y$$
$$y \geqq h_w \qquad p_w = \gamma_w \cdot h_w \tag{2.4.1}$$

p_w；残留水圧強度（kN/m^2）

h_w；残留水位と前面水位との水位差（m）

y ；残留水位から残留水圧強度を求める点までの深さ（m）

γ_w；水の単位体積重量（kN/m^3）

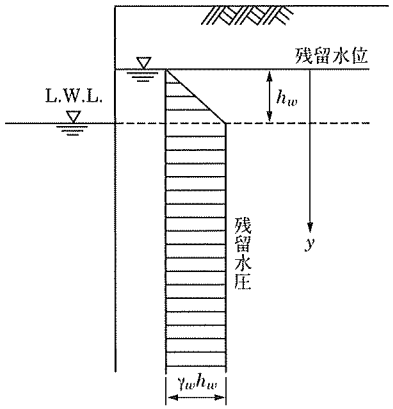


図-2.4.1 残留水圧

残留水位は、L.W.L.上、潮差の1/3～2/3を標準とします。

ただし、河川護岸の残留水位については、別途地下水位等を考慮して決める必要があります。

2.4.2 地震時の動水圧

「港湾の施設の技術上の基準」[19] によると、地震時の動水圧は以下のように算定します。

(1) 水中にある構造物および施設の内部の空間の一部または全体を水が占める場合においては、地震時の動水圧は式（2.4.2）によって算定します。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} ck\gamma_w \sqrt{Hy} \tag{2.4.2}$$

p_{dw}；動水圧（kN/m^2）

k ；震度

γ_w ；水の単位体積重量（kN/m^3）

H ；水深（m）

y ；水面から動水圧を算定する点までの深さ（m）

L ；水が占める空間の振動方向の長さ（m）

c ；補正係数

$\frac{L}{H} < 1.5$のとき $c = \frac{L}{1.5H}$

$\frac{L}{H} \geqq 1.5$のとき $c = 1.0$

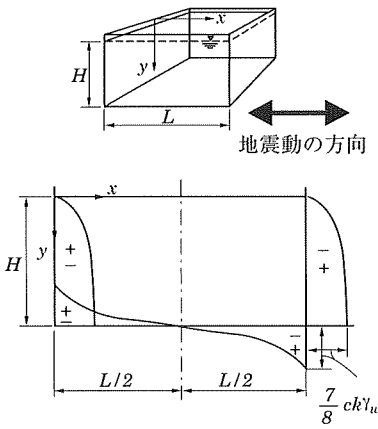


図-2.4.2 直方体状の中空部の水による動水圧

(2) 動水圧の合力および作用点の位置は、次式によって算定します。

$$P_{dw} = \pm\frac{7}{12}k\gamma_w H^2 \tag{2.4.3}$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5}H \tag{2.4.4}$$

P_{dw}；動水圧の合力（kN/m）

h_{dw}；水面から動水圧の合力の作用点までの距離（m）

2.5 波圧

2.5.1 重複波

「漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）」[20] によると直立壁に作用する重複波の波圧強度は、式（2.5.1）、式（2.5.2）により求められます。

（1）壁面に波の山がある場合

$$\left.\begin{aligned} p_b &= 1.5wH \\ p_1 &= (p_2 + wh)\left(\frac{H+\delta_0}{h+H+\delta_0}\right) \\ p_2 &= \frac{wH}{\cosh(2\pi h/L)} \\ \delta_0 &= \frac{\pi H^2}{L}\coth\frac{2\pi h}{L} \end{aligned}\right\} \qquad (2.5.1)$$

（2）壁面に波の谷がある場合

$$\left.\begin{aligned} p_1' &= w(H-\delta_0) \\ p_2' &= \frac{wH}{\cosh(2\pi h/L)} \end{aligned}\right\} \qquad (2.5.2)$$

p_1 ；壁面に波の山があるときの静水面における波圧強度（kN/m^2）

p_2, p_2' ；壁体下端における波圧強度（kN/m^2）

p_1' ；壁面に波の谷があるときの静水面下（$H-\delta_0$）における波圧強度（kN/m^2）

w ；海水の単位体積重量（kN/m^3）

δ_0 ；壁面における波高中分面の静水面上の高さ（m）

h ；壁体の前面水深（m）

H ；壁体設置位置における進行波としての有義波高（m）

L ；水深 h における波長（m）

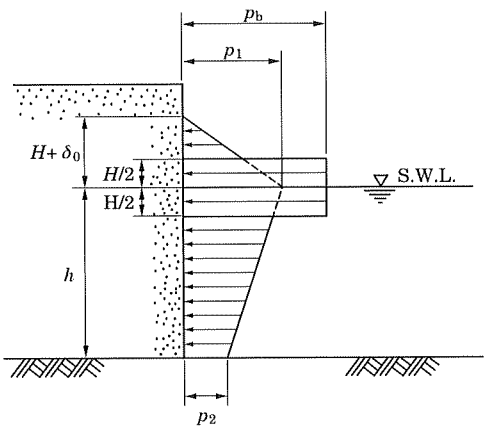


図-2.5.1　壁面に波の山がある場合

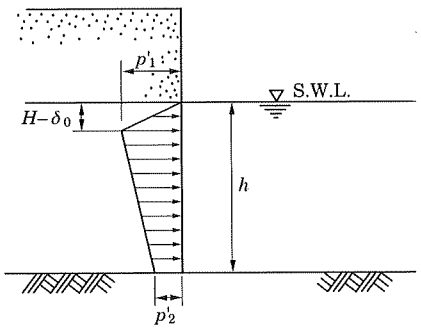


図-2.5.2　壁面に波の谷がある場合

なお、各係数算定にあたっては、次の事項に留意するものとします。

a) 天端高が静水面上 H + δ_0 より低い場合は、図-2.5.1 のような天端高が十分高いとして求めた波圧分布から天端高より上方の部分の波圧を除いたものとします。ただし、天端高が静水面以下の場合には、水理模型実験などで波圧分布を決定することが必要です。

b) 直立壁の海側と陸側とで水位が異なる場合には、その水位差に相当する静水圧を考慮するものとします。

c) 波の方向の影響は考慮しないものとします。

2.5.2 砕波

「漁港・漁場の施設の設計の手引」[20] によると、直立壁に作用する砕波の波圧強度は、以下により求められます。

(1) 算定方法

直立壁に作用する砕波の波力については、図-2.5.3 に示すように静水面上 1.25H の高さ以下に一様に分布するものとして算定します。なお、波圧算定にあたっての各係数の算出は、式 (2.5.3)、式 (2.5.4) によります。

$$p = 1.5wH\cos^2\beta \quad (\beta < 45°の場合) \tag{2.5.3}$$

$$p = 0.75wH \quad (\beta \geqq 45°の場合) \tag{2.5.4}$$

p；砕波領域における壁体に作用する波圧強度 (kN/m^2)

w；海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H；壁体前面から5波高沖 (このときの波高は、進行波としての波高) までの区間の最大波高 (m)

β；波の主方向と直立壁の法線の垂線とのなす角度 (入射角) ±15° の範囲において、直立壁に最も危険な波圧を与える角度 (°)

なお、海岸線から直角方向に出る砕波帯内の構造物で、波の入射角 $\beta \geqq 45°$ については、沿い波による波圧が作用するため、図-2.5.3 の波圧分布での式 (2.5.5) と図-2.5.4 での式 (2.5.5) による波圧合力を比較し、構造物の安定に対し最も危険側となる方を採用します。

$$p = 1.0wH \tag{2.5.5}$$

p；壁体に作用する沿い波の波圧強度 (kN/m^2)

w；海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H；壁体前面からの波高 (m)

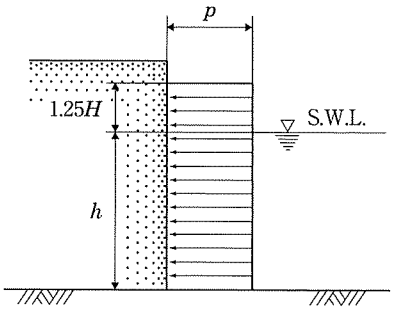


図-2.5.3 砕波の波圧分布

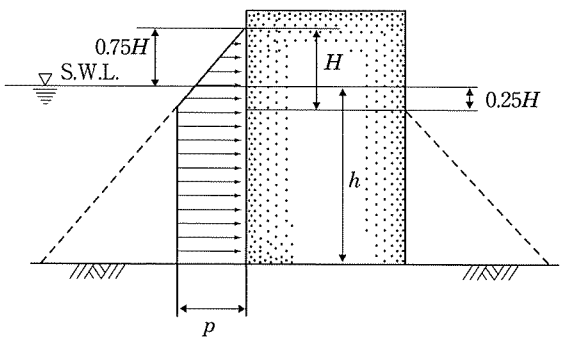


図-2.5.4 沿い波の波圧分布

なお、各係数算定にあたっては、次の事項に留意するものとします。

a) 天端高が静水面上 1.25H より低い場合は、天端高以下に波圧強度 p を一様に分布させるものとします。

b) 直立壁の海側と陸側とで水位が異なる場合には、その水位差に相当する静水圧を考慮するものとします。

(2) 砕波の負圧

砕波が作用する場合において、壁面に波の谷がある場合には式 (2.5.6) により負圧を考慮する必要があります。

$$p' = 0.5wH \qquad (2.5.6)$$

p' ；壁体に作用する負圧の波圧強度（kN/m^2）

w ；海水の単位体積重量（kN/m^3）

H ；壁体前面位置における進行波としての波高（m）

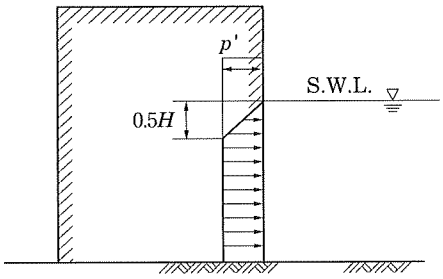


図 -2.5.5　砕波の負圧

〔参考文献 22) 図-2.4.7　砕波の負圧を修正〕

(3) 衝撃砕波力

強大な衝撃砕波力が発生する恐れのある断面形状や構造は極力避けるものとしますが、構造物計画位置が急勾配海底面上等にあって、衝撃砕波力の発生が避けられない場合には、適切な消波工を設置する等の処置を行い、波力を緩和することが望ましいと言われています。なお、詳細については、「漁港・漁場の施設の設計の手引」[20] をご参照下さい。

2.5.3 不規則波を考慮した波圧式

不規則波を考慮した直立壁に作用する波圧は、式（2.5.7）により求められます[21]。

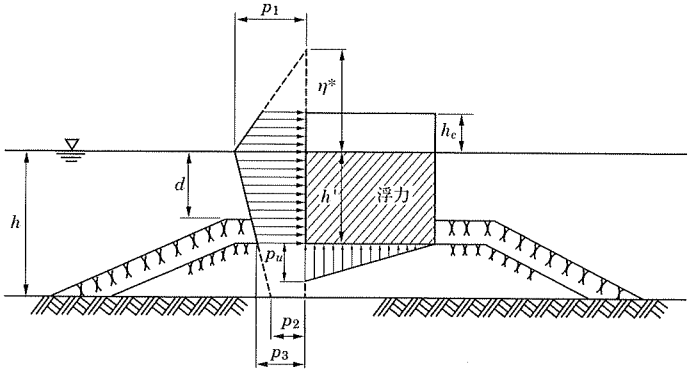


図-2.5.6　設計計算に用いる波圧分布

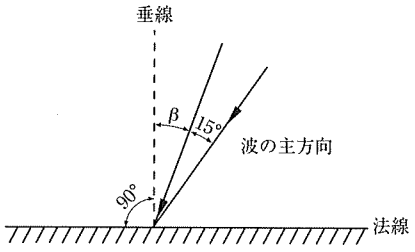


図-2.5.7　波の入射角 β の取り方

$$
\left.
\begin{aligned}
\eta^* &= 0.75\,(1+\cos\beta)\lambda H_D \\
p_1 &= 0.5\,(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1+\alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\rho_0 g H_D \\
p_2 &= \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \\
p_3 &= \alpha_3 p_1 \\
\alpha_1 &= 0.6+\frac{1}{2}\left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right]^2 \\
\alpha_2 &= \min\left\{\frac{h_b-d}{3h_b}\left(\frac{H_D}{d}\right)^2,\ \frac{2d}{H_D}\right\} \\
\alpha_3 &= 1-\frac{h'}{h}\left[1-\frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right]
\end{aligned}
\right\} \qquad (2.5.7)
$$

η^*；静水面上波圧強度が 0 となる高さ（m）

p_1；静水面における波圧強度（kN/m^2）

p_2；海底面における波圧強度（kN/m^2）

p_3；直立壁底面における波圧強度（kN/m^2）

ρ_0；水の密度（t/m^3）

g；重力加速度（m/s^2）

λ_1 及び λ_2；波圧の補正係数（標準は 1.0）

h；直立壁前面における水深（m）

h_b；直立壁前面から沖側へ有義波高の 5 倍だけ離れた地点での水深（m）

h'；直立壁底面の水深（m）

d；根固め工又は、マウンド被覆工天端のいずれか小さい方の水深（m）

H_D；設計計算に用いる波高（m）

L；水深 h における設計計算に用いる波長（m）

β；直立壁法線の垂線と波の主方向から±15°の範囲で最も危険な方向となす角度（°）（図-2.5.7 参照）

p_u；揚圧力（kN/m^2）

$$p_u = 0.5\,(1+\cos\beta)\,\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0 g H_D$$

λ_3；揚圧力の補正係数（標準は 1.0）

詳細は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[21] を御参照下さい

2.6 津波

津波に対する設計方法は、現在様々な検討がなされている段階であり、現時点では、「防潮堤の耐津波設計ガイドライン（案）」などの整備が進められています。また、鋼矢板構造についての記載はありませんが、「防波堤の耐津波設計ガイドライン（案）」（国土交通省港湾局、平成25年1月）がリリースされており、設計照査手順および津波波力設定などの考え方について参考とすることができます。同ガイドライン（案）掲載の防波堤の全体安定性に関する総合的な検証手順の例を図-2.6.1に示します。

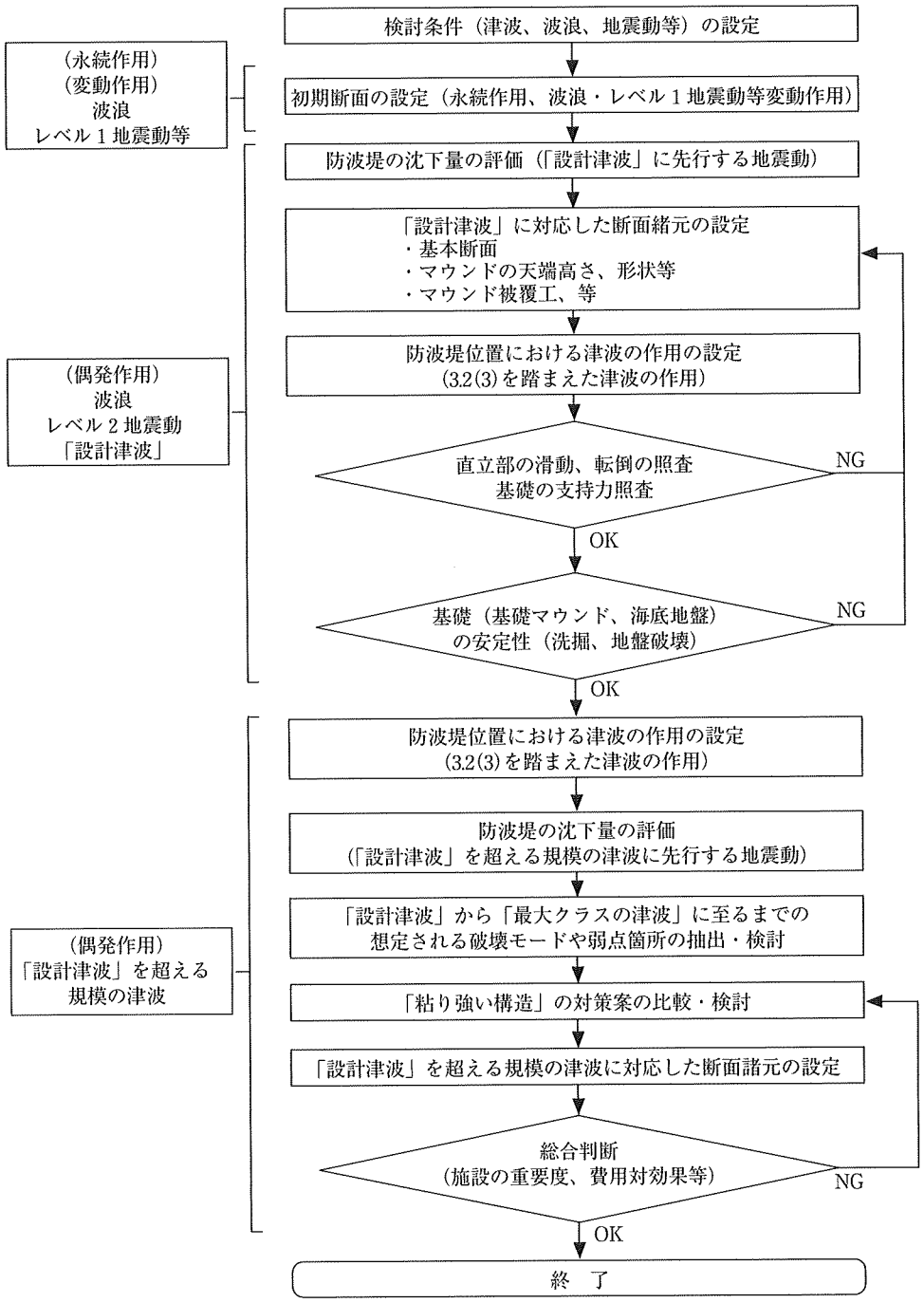


図-2.6.1　防波堤の全体安定性に関する総合的な検証手順の例

2.7　掘削底面の安定

掘削底面の安定に関する検討法は、各基準によって異なります。ここでは、「道路土工仮設構造物工指針」[22]（日本道路協会）に記載のある検討法を紹介します。

2.7.1　ボイリング・パイピングの検討

砂質土地盤のように透水性の大きい地盤で、遮水性の土留壁を用いて掘削する場合、掘削の進行に伴って、土留壁背面側と掘削面側の水位差が徐々に大きくなります。この水位差のため、掘削面側の地盤内に上向きの浸透流が生じ、この浸透圧が掘削面側地盤の有効重量をこえるようになると、砂の粒子が湧きたつ状態となります。このような状態をボイリングといいます。ボイリングが発生すると掘削底面の安定が失われ、最悪の場合、土留の崩壊も考えられます。そのため、地下水位の高い砂質土地盤を掘削する場合、ボイリング発生の可能性を検討し、安定であることを確認します。

土留先端位置に発生する過剰間隙水圧は、掘削幅等、土留形状の影響を強く受けるため、これらの影響を考慮した検討を行なうことが必要です。

ボイリングの検討法を図-2.7.1、図-2.7.2に、検討式を式（2.7.1）にそれぞれ示します[23]。

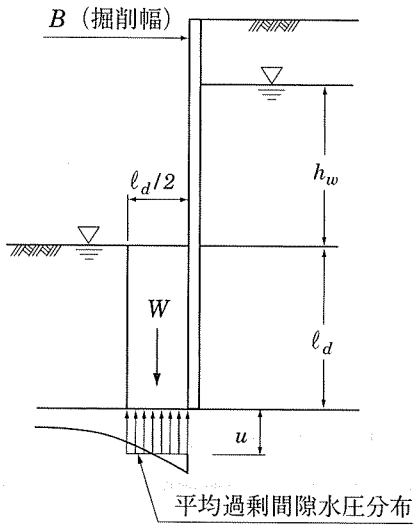


図-2.7.1　ボイリングの検討

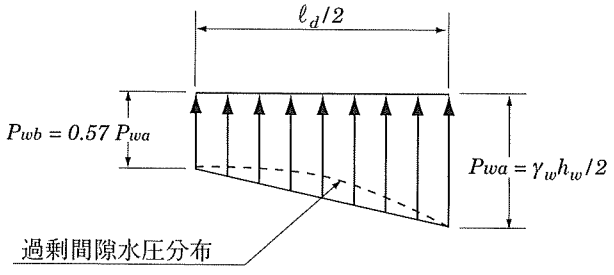


図-2.7.2　過剰間隙水圧分布

$$F_S = \frac{w}{u} \tag{2.7.1}$$

$$u = \lambda \frac{1.57 \gamma_w h_w}{4}$$

$$w = \gamma' \ell_d$$

F_S ;ボイリングに対する安全率（$F_S \geqq 1.2$）

w ;土の有効重量（kN/m^2）

γ' ;土の水中単位体積重量（kN/m^3）

ℓ_d ;土留壁の根入れ長(m)

u ;土留壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧（kN/m^2）

ただし、$u \leqq \gamma_w h_w$

λ ;土留の形状に関する補正係数

・矩形形状土留の場合

$\lambda = \lambda_1 \lambda_2$

λ_1 ;掘削幅に関する補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 \left(\frac{B}{\ell_d} \right)^{-0.45}$$

ただし、$\lambda_1 < 1.5$のときは$\lambda_1 = 1.5$とする

λ_2 ;土留平面形状に関する補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \left(\frac{L}{B} + 0.37 \right)^{-2}$$

$\frac{L}{B}$は、土留平面形状の（長辺/短辺）とする

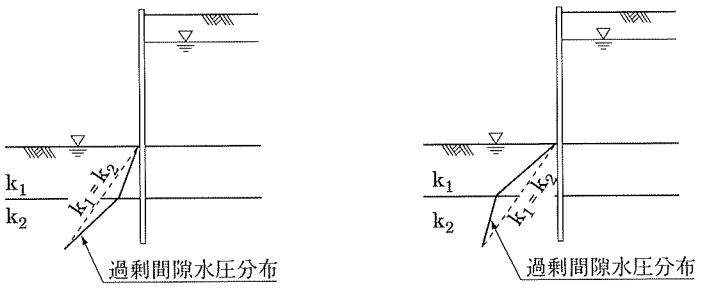
・円形形状土留の場合

$$\lambda = -0.2 + 2.2 \left(\frac{D}{\ell_d} \right)^{-0.2}$$

ただし、$\lambda < 1.6$のときは$\lambda = 1.6$とする

D ;円形形状土留の直径（m）

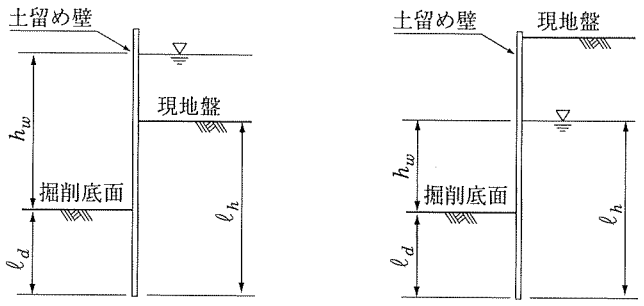
また、土留壁の根入れ部に透水係数の異なる透水層が複数存在し、図-2.7.3（b）に示すように上層に透水係数の小さい層がある場合（$k_1 < k_2$）、上層下面位置での過剰間隙水圧が単層地盤の場合に比較して大きくなり、ボイリングに対して危険な状態となるため注意が必要です。[24)、25)]



（a）$k_1 > k_2$の場合　　（b）$k_1 < k_2$の場合

図-2.7.3　二層系地盤における過剰間隙水圧分布

パイピングとは、ボイリング状態が局部的に発生し、それが土留壁近傍や中間杭周面のような土とコンクリートあるいは鋼材等の異質の接触面に沿って上方に進行し、パイプ状にボイリングが形成される現象です。パイピングに対する検討は、図-2.7.4に示すように浸透流路長と水位差の比を考慮した式（2.7.2）を用います。



（a）水中掘削の場合　　（b）陸上掘削の場合

図-2.7.4　パイピングの検討

$$\ell_h+\ell_d \geqq 2h_w \qquad (2.7.2)$$

ℓ_h；背面側の浸透流路長（m）ただし、背面地盤に礫層のような透水性の大きな地層がある場合は、その層厚をℓ_hから控除します。

ℓ_d；掘削底面からの根入れ長（m）

h_w；水面から掘削底面までの高さ（水位差）（m）

2.7.2　ヒービングの検討

沖積粘性土のような含水比の高い粘性土が厚く堆積する地盤では、掘削の進行に伴ってヒービングの危険性が増大します。通常、掘削底面の安定の判断には安定数N_bが用いられますが、安定数N_bが式（2.7.3）を満たせば、ヒービングに対する検討は省略できます[25]。安定数N_bが3.14を超えると、塑性域が掘削底面の隅から発生し始め、N_bが5.14で底部破壊が生じるとされています。

$$N_b=\frac{\gamma H}{c}<3.14 \qquad (2.7.3)$$

N_b；安定数

γ；土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）

H；掘削深さ（m）

c；掘削底面付近の地盤の粘着力（kN/m^2）

なお、式（2.6.3）中の粘着力cは沖積粘性土地盤において深度方向に増加する傾向にありますが、設計上の安全を考慮し掘削底面付近の地盤の粘着力とします。

N_bが3.14以上の場合は式（2.7.4）を用いてヒービングの検討を行ないます。

ヒービングに対する検討は図-2.7.5に示すように最下段切梁を中心とした任意の半径xのすべり円を仮定し、奥行き方向単位幅当たりについて、①～②区間の土の粘着力による抵抗モーメント（M_r）と、背面側の掘削深さまで作用する土の重量と地表面での上載荷重による滑動モーメント（M_d）との関係として求めます。ここで式（2.7.4）で求まる安全率は1.2以上を確保するものとします。

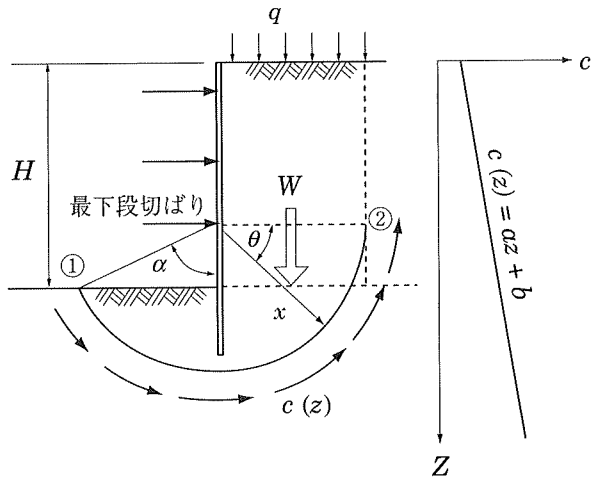


図-2.7.5 ヒービングの検討

$$F_S = \frac{M_r}{M_d} \tag{2.7.4}$$

F_S; 安全率(≧1.2)

$M_r = x\int_0^{\frac{\pi}{2}+\alpha} c(z)x d\theta$ (ただし、 $\alpha < \frac{\pi}{2}$)

$M_d = W\frac{x}{2}$

W = x(γH+q)

$c(z)$; 深さの関数で表した土の粘着力 (kN/m²)

正規圧密状態にある沖積粘性土の場合、粘着力の増加係数は$a = 2.0$ (kN/m²)としてよいが、深度方向に求められた一軸圧縮強度等の土質試験値から求めることが望ましい。

x ; 最下段切梁を中心としたすべり円の任意の半径(m)(掘削幅を最大とする)

W; 掘削底面に作用する背面側x範囲の荷重 (kN)

q; 地表面での上載荷重 (kN/m²)

掘削底面下かなりの深さまで粘着力が一定と考えられる場合には、土の粘着力をcとして式(2.6.4)は式(2.7.5)となります。

$$F_S = \frac{M_r}{M_d} = \frac{x\left[\frac{\pi}{2}+a\right]xc}{(\gamma H+q)\ x\frac{x}{2}} = \frac{(\pi+2a)c}{\gamma H+q} \tag{2.7.5}$$

2.7.3 盤ぶくれの検討

掘削底面下に粘性土地盤や細粒分の多い細砂層のような難透水層があり、その難透水層の下に被圧帯水層が存在する場合、盤ぶくれに対する安全性を検討します。掘削底面下に被圧地下水がある場合には、盤ぶくれに対する安全性を検討する必要があります。

式（2.7.6）に盤ぶくれに対する検討式を示します。

$$F_S = \frac{w}{u} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_w h_w} \qquad (2.7.6)$$

F_S；安全率（≧1.1）
w ；土かぶり荷重（kN/m^2）
u ；被圧水圧（kN/m^2）
γ_1, γ_2 ；土の湿潤単位体積重量（kN/m^3）
h_1, h_2 ；地層の厚さ（m）
γ_w ；水の単位体積重量（kN/m^3）
h_w ；被圧水頭（m）

盤ぶくれに対する安全率の評価については明確なものはありませんが、間隙水圧の値や土の単位体積重量等の設計定数の決定にあたって十分な調査を行なっていれば1.1以上とします。

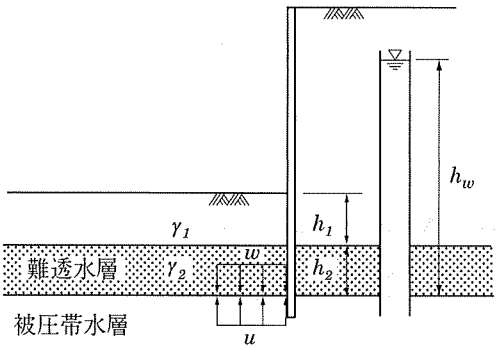


図-2.7.6 盤ぶくれに対する検討

盤ぶくれ防止策には、土留壁を被圧帯水層を貫通し、難透水層まで根入れさせる方法、ディープウェルを用いて被圧水頭を低下させる方法、掘削側の底部地盤を改良して難透水層を造り、土かぶり荷重を増加させる方法等が一般的に採用されています。

2.8 全体安定

2.8.1 円弧すべり

軟弱地盤上の護岸、岸壁などの構造物は円弧すべりに対する安定性の検討を必要とする場合があります。

この計算は予想されるすべり円弧の中心の位置と円弧の大きさを仮定し、分割法、摩擦円法などによって安全率を求めます。

安全率は、すべりを生ずる力とすべりに抵抗する力の円の中心に関するモーメントの比であらわされます。多くのすべり面について安全率を求め、最も小さいものをその構造物の安全率とします。分割法は地盤を図-2.8.1のように便宜上等間隔に近いいくつかの部分に分割し、式（2.8.1）より安全率を求める方法です。

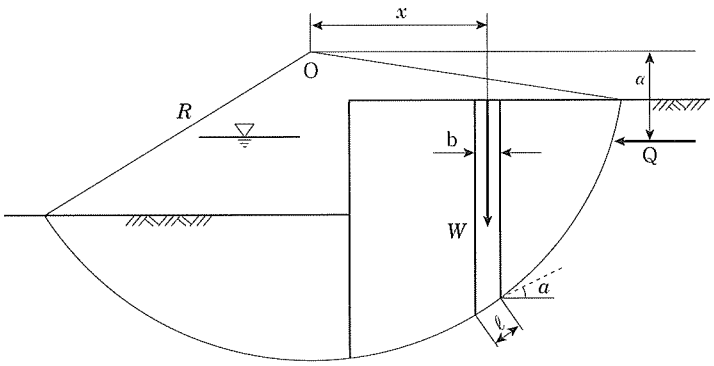


図-2.8.1. 円弧滑り

$$F_s = \frac{R\sum(c\ell + W'\cos\alpha\tan\phi)}{\sum Wx + \sum Qa} = \frac{\sum(cb + W'\cos^2\alpha\tan\phi)\sec\alpha}{\sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Qa} \qquad (2.8.1)$$

F_S；すべりに対する安全率

R；すべり円の半径（m）

c；土の粘着力（kN/㎡）

ϕ；土の内部摩擦角（度）

ℓ；分割片の底辺の長さ（m）

W'；分割片の有効重量（土の重量と上載荷重の和）

水中部分の土については水中単位体積重量を考える（kN/m）

W；分割片の全重量（土と水の全重量と上載荷重の和）（kN/m）

α；分割片の底辺の傾角（度）

x；分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離（m）

Q；すべり円内の土塊に働く水平外力（水圧、地震力など）（kN/m）

a；外力Qのすべり円中心に関するアーム長（m）

b；分割辺の幅（m）

円弧すべりに対する安全率は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[26]（日本港湾協会）および「漁港・漁場の施設の設計の手引」[27]（全国漁港漁場協会）では「地盤の特性、構造物の特性等に応じた適切な数値とする」としています。また、「災害復旧工事の設計要領」[28]（全国防災協会）では「常時において一般に1.2程度を使用している例が多い」となっています。

円弧すべりの計算は、円弧の中心の位置と円弧の大きさとの組合せが無限にあり計算が煩雑となるため、通常電子計算機によって計算します。

軟弱地盤上の鋼矢板壁については、鋼矢板下端以下を通る円弧すべりに対する検討を行うものとします。

円弧すべりに対して不安定と判断された場合、適切な方法で地盤改良を行うか、または他の形式の構造物を採用します。

2.8.2 滑動・支持力

二重式鋼矢板壁やセル式鋼矢板壁は、連続壁体として鋼矢板と中詰砂が一体となって外力に抵抗するものです。これらの構造物は、一般的に重力式構造物のような挙動を示すので、滑動や基礎地盤の支持力に対する全体安定の検討が必要となります。以下に、各設計法の概略を示します。

(1) 滑動

・二重式鋼矢板壁

滑動に対する安全性を確保するためには、壁体幅は次式を満足するように算定し、常時および地震時の広いほうで決定します。 詳細については、10.6をご参照ください。

$$F_S = F_r / F_d \tag{2.8.2}$$

F_S；安全率

F_d；壁体に作用する水平外力の総和（kN/m）

F_r；滑動抵抗力の総和（kN/m）

・鋼矢板セル工法

壁体底面と地盤の地盤の間のせん断反力は、許容せん断抵抗力を超えないものとし、次式によって算定します。詳細については、4.4をご参照ください。

$$Q_a = \frac{1}{F_S}(W + P_V)\tan\phi \tag{2.8.3}$$

Q_a；許容せん断抵抗力（kN/m）

W；壁体の重量（kN/m）

P_V；前壁および後壁に作用する土圧の鉛直成分（kN/m）

ϕ；壁体底面における土の内部摩擦角（°）

F_s；安全率

(2) 支持力

・二重式鋼矢板壁

基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して検討し、基礎地盤の極限支持力に対して一定の安全率を確保しなければなりません。支持力の照査は根入下端部について行います。詳細については、6.4および10.6を御参照ください。

・鋼矢板セル工法

地盤の支持力の検討は、セルを浅い基礎として偏心傾斜荷重に対して簡易ビショップ法により行います。詳細については、4.4をご参照ください。

なお、鋼矢板自体の支持力の取り方としてはMeyerhof系の式で鉛直支持力を算定することが行われているようです。ただし、鋼矢板先端面積、周長、安全率の考え方など未解明な点もありますので、その取り扱いにあたっては注意する必要があります。「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[29]（日本港湾協会）における、杭（打撃工法による打込み杭）の極限支持力の推定法は以下のようになります。

（ｉ）砂質土地盤の場合

$$R_u = 300NA_P + 2\overline{N}A_s \qquad (2.8.4)$$

R_u；杭の極限支持力（kN）

A_P；杭の先端面積（m^2）

A_s；杭周の全表面積（m^2）

N；杭先端地盤のＮ値

$\overline{N}$；杭根入全長に対する平均のＮ値。ただし$\overline{N}$は、次式により算出します。

$$\overline{N} = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1；杭先端位置でのＮ値

N_2；杭先端より上方へ4Bなる範囲内の平均のＮ値

Ｂ；杭の直径または幅（m）

（ii）粘性土地盤の場合

$$R_u = 6c_p A_p \qquad (2.8.5)$$

c_p；杭先端位置での粘着力（kN/m^2）

鋼矢板の場合は、一般的に先端支持力が期待できるような強固な地盤まで根入れさせるケースは少ないので、上式の第１項を無視し、摩擦杭としての計算を行う事が多いようです。以下に「共同溝設計指針」[30]（日本道路協会）および「道路土工　仮設構造物工指針」[31]（日本道路協会）に記載されている方法を示します。

(1) 共同溝設計指針

鋼矢板の先端支持力に関与する先端面積は、鋼矢板の純断面積となり非常に小さいので、鋼矢板の極限鉛直支持力の算定に当たっては、先端支持力を無視し、周面摩擦力のみを考慮します。これに伴い、周面摩擦を考慮できる面積は土と接する全面積とします。

$$Q_u = (10N_C \cdot A_C + 2N_S \cdot A_S)\alpha \qquad (2.8.6)$$

Q_u；鋼矢板の極限支持力（t）

N_C；鋼矢板先端までのN値の平均値（≦150kN/m^2）ただし粘着力を用いる場合はｃ＝10Ncとする

A_C；鋼矢板が粘性土と接する面積（m^2）

N_S；鋼矢板先端までの砂質土層のN値の平均値（≦200kN/m^2）

A_S；鋼矢板が砂質土と接する面積（m^2）

α；施工条件による定数で表-2.8.1によります。

(2) 道路土工仮設構造物工指針

先端支持力に関する鋼矢板壁の面積は、鋼矢板の純断面積とします。また、周面摩擦を考慮できる範囲は、鋼矢板の凹凸を考慮しない周長（有効幅）とします。

表-2.8.1　αの値

プレボーリングによる施工	モルタル充填	0.8
	砂　充　填	0.5
打撃による施工		1.0
圧入による施工		1.0

$$R_u = q_d A + U\sum \ell_i f_i \qquad (2.8.7)$$

R_u ；鋼矢板の極限支持力度（kN）

$q_d = 200\alpha N$

q_d ；鋼矢板先端地盤の極限支持力度（kN/m^2）

α ；施工条件による先端支持力度の係数（表-2.8.2参照）

N ；先端地盤のN値で40を上まわる場合は40とする

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

N_1；杭先端位置のN値（図2.8.2参照）

N_2；杭先端から上方へ2mの範囲における平均N値（図-2.8.2参照）

A ；鋼矢板の純断面積（m^2）

U ；鋼矢板の有効幅（m）

ℓ_i ；周面摩擦を考慮する層の層厚（m）

f_i ；周面摩擦を考慮する層の最大周面摩擦力（kN/m^2）

$f_i = 2\beta N_s$（砂質土）

$f_i = 10\beta N_c$（N_c；N値の場合）
$f_i = \beta N_c$（粘着力cの場合）
（粘性土）

β ；施工条件による周面摩擦度の係数（表-2.8.2参照）

N_s；砂質土のN値で50を上まわる場合は50とする

N_C；粘性土のN値または粘着力cで150kN/m^{2}を上まわる場合は150kN/m^{2}とする

表-2.8.2　αおよびβの値

施工方法		α	β
打撃工法		1.0	1.0
振動工法		1.0	0.9
圧入工法		1.0	1.0
プレボーリング工法	砂充填	0.0	0.5
	打撃・振動・圧入による先端処理	1.0	1.0

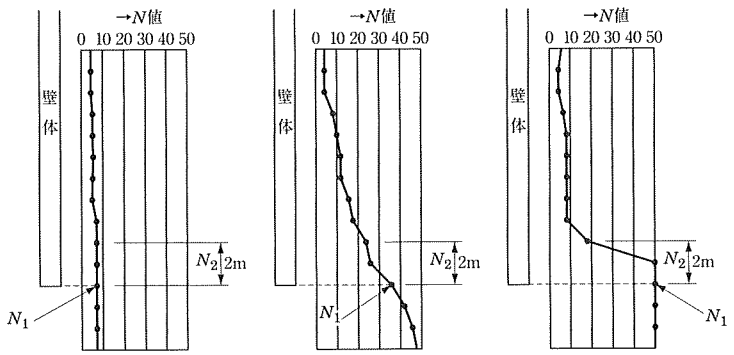


図2-8.2　N_1およびN_2のとり方

他に参考文献として（「実大載荷試験による矢板の支持力特性の検討　第39回地盤工学研究発表会講演集」[32]がありますのでご参照ください。

2.9　U形鋼矢板における継手効率の理論解

U形鋼矢板の継手効率の理論解を「鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究」[33]（鴻池一季・土木学会論文集第373号／Ⅵ－5 1986年9月）から説明します。図-2.9.1に示すように、U形鋼矢板の継手を嵌合させて、嵌合中心が壁体中央に位置するとき、鋼矢板単体の中立軸位置からウェブ端までの距離をy_1、壁体中央までの距離をy_0とします。さらに単体の中立軸から、実際の中立軸までの距離をeとするとき、作用する曲げモーメントMにより、鋼矢板単体の中立軸からyの距離における発生応力σyは、以下の式で表わされます。

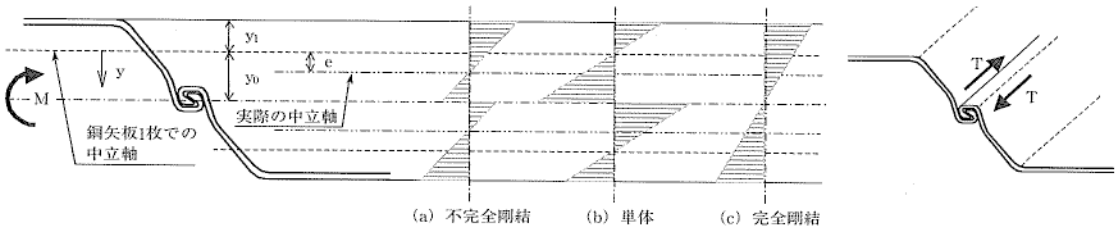


図-2.9.1　U形鋼矢板の歪分布について

$$\sigma_y = \frac{(M - 2Ty_0)}{I_1} y - \frac{2T}{A} \tag{2.9.1}$$

I_1；鋼矢板1枚の断面二次モーメント

T　；継手部におけるせん断抵抗力

A　；鋼矢板1枚の断面積

$y = e$で$\sigma_y = 0$となることから、式（2.9.1）は以下のように表されます。

$$\frac{(M - 2Ty_0)}{I_1} e = \frac{2T}{A} \tag{2.9.2}$$

これより、継手部に作用するせん断抵抗力は、式（2.9.3）となります。

$$T = \frac{eAM}{2(I_1 + y_0 eA)} \tag{2.9.3}$$

次に、ウェブに生じる応力をσ_wとしますと式（2.9.4）となります。

$$\sigma_w = \frac{M - 2Ty_0}{I_1}(-y_1) - \frac{2T}{A} \tag{2.9.4}$$

式（2.9.3）を式（2.9.4）に代入しますと、式（2.9.5）となります。

$$\sigma_w = \frac{-M}{I_1 + y_0 eA}(y_1 + e) \tag{2.9.5}$$

式（2.9.5）より、鋼矢板を嵌合させた時の断面二次モーメントIは式（2.9.6）となります。

$$I = I_1 + y_{0e} A \tag{2.9.6}$$

また、式（2.9.5）より、ウェブ外面での断面係数Z_wは、式（2.9.7）となります。

$$Z_w = \frac{I_1 + y_0 eA}{y_1 + e} \tag{2.9.7}$$

さらに、継手部に生じる応力をσ_tとし、式(2.9.1)においてy＝y_0および式(2.9.3)を代入しますと式(2.9.8)となります。

$$\sigma_t = \frac{M}{I_1 + y_0 eA}(y_0 - e) \tag{2.9.8}$$

ゆえに、継手部での断面係数Z_tは、式（2.9.9）のようになります。

$$Z_t = \frac{I_1 + y_0 eA}{y_0 - e} \tag{2.9.9}$$

一方、鋼矢板が完全に一体として挙動した場合は、e＝y_0となることから、ウェブ側での発生応力σ_{w0}と、そのときの断面二次モーメントI_0および断面係数Z_{w0}は式（2.9.5)、(2.9.7）より式（2.9.10）～式（2.9.12）となります。

$$\sigma_{w0} = -\frac{M}{I_1 + Ay_0{}^2}(y_1 + y_0) \tag{2.9.10}$$

$$I_0 = I_1 + Ay_0{}^2 \tag{2.9.11}$$

$$Z_{w0} = \frac{I_1 + Ay_0{}^2}{y_1 + y_0} \tag{2.9.12}$$

以上より、断面二次モーメントに関する継手効率αは、式（2.9.13）のように定義されます。

$$\alpha = \frac{I}{I_0} = \frac{I_1 + y_0 eA}{I_1 + Ay_0{}^2} \tag{2.9.13}$$

但し、断面係数に関するウェブ側での継手効率は、式（2.9.14）のようになります。

$$\beta_w = \frac{Z_w}{Z_{w0}} = \frac{y_0 + y_1}{y_1 + e} \times \frac{I_1 + y_0 eA}{I_1 + Ay_0{}^2} = \frac{y_0 + y_1}{y_1 + e} \times \alpha \tag{2.9.14}$$

また、断面係数に関する継手側での継手効率は、式（2.9.15）のようになります。

$$\beta_t = \frac{Z_t}{Z_{w0}} = \frac{y_0 + y_1}{y_0 + e} \times \frac{I_1 + y_0 eA}{I_1 + Ay_0{}^2} = \frac{y_0 + y_1}{y_0 - e} \times \alpha \tag{2.9.15}$$

なお、断面係数は最大応力発生側での値を採用します。最大応力発生位置は、中立軸のずれ量eによって決定され、$e > \frac{y_0 - y_1}{2}$のとき、ウェブ外面側となり、$e < \frac{y_0 - y_1}{2}$のとき継手側となります。

2.10　数値解析手法（ＦＥＭ解析）の紹介

現在、道路、港湾、河川の各分野の鋼矢板構造において、数値解析手法（ＦＥＭ解析）による耐震性能評価が実施されることが増えつつあります。代表的な数値解析手法（ＦＥＭ解析）の紹介と解析例を以下に示します。

①FLIP

2次元FEM動的解析プログラムであり、FLIP研究会提唱の「マルチスプリングモデル」によって、地盤および構造物の動的挙動および液状化挙動を再現できるのが特色です。平面ひずみ要素、非線形梁要素の他、ギャップ要素も搭載しており、要素間の剥離状態を表現できます。

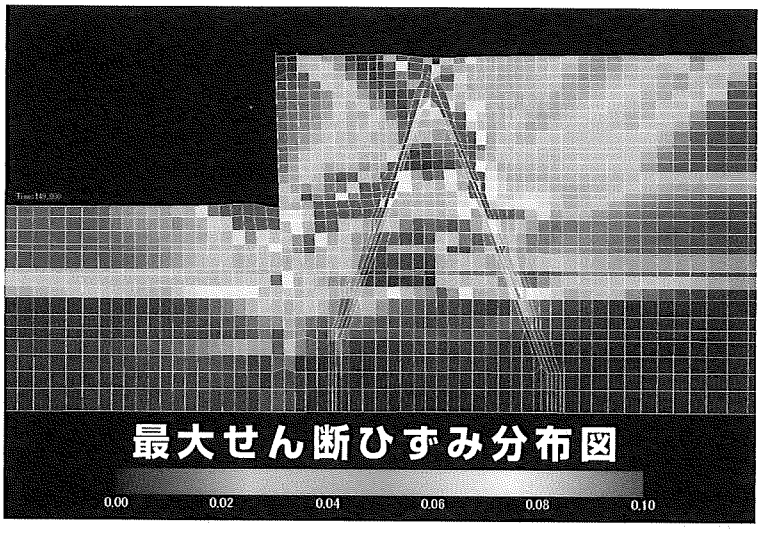


図-2.10.1　FLIP解析例（鋼矢板護岸構造）

②LIQCA

2次元および3次元FEM動的解析プログラムであり、LIQCA開発グループ提唱の「砂の弾塑性モデル」によって、地盤および構造物の動的挙動および液状化挙動を再現できるのが特色です。加えて、動的解析に引き続き、時間領域で圧密解析を実施できます。平面ひずみ要素、非線形梁要素の他、ギャップ要素も搭載しており、要素間の剥離状態を表現できます。

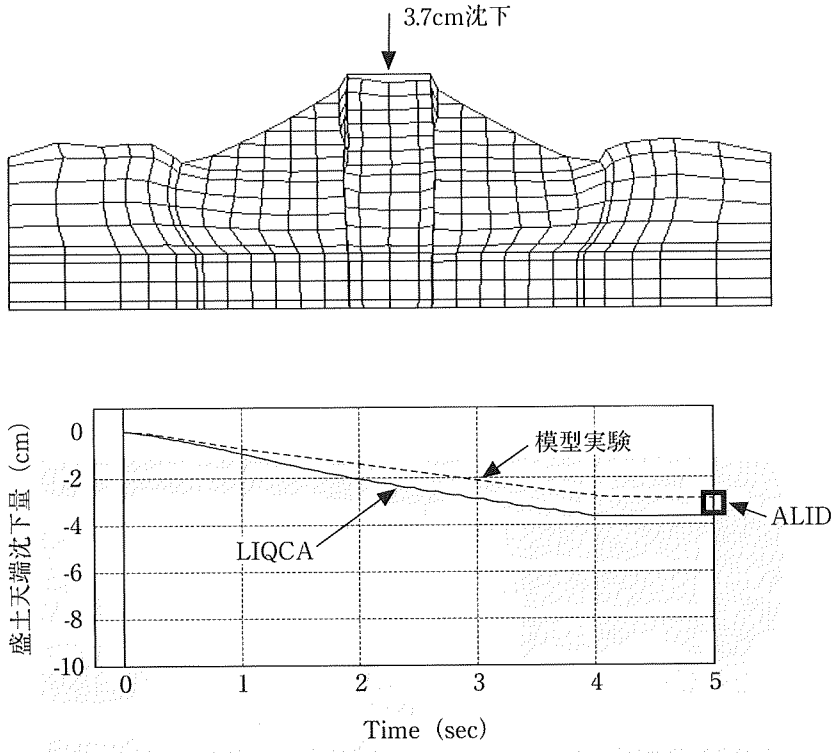


図-2.10.2　LIQCA解析例（鋼矢板による河川堤防強化構造）

③ ALID

2次元FEM静的解析プログラムであり、地盤の液状化に伴って発生する流動現象のメカニズムを、液状化層の土骨格構造破壊に起因する剛性の消失として捉え、せん断剛性低下によって変形すると仮定した静的な地盤変形解析手法です。静的解析ですので、地盤および構造物の動的挙動は再現できませんが、FLIP、LIQCAに比べて、パラメータ設定が容易で、計算時間も短縮できるメリットがあります。自重解析⇒液状化解析⇒圧密解析の順序で、最終的な地盤変形量を計算します。

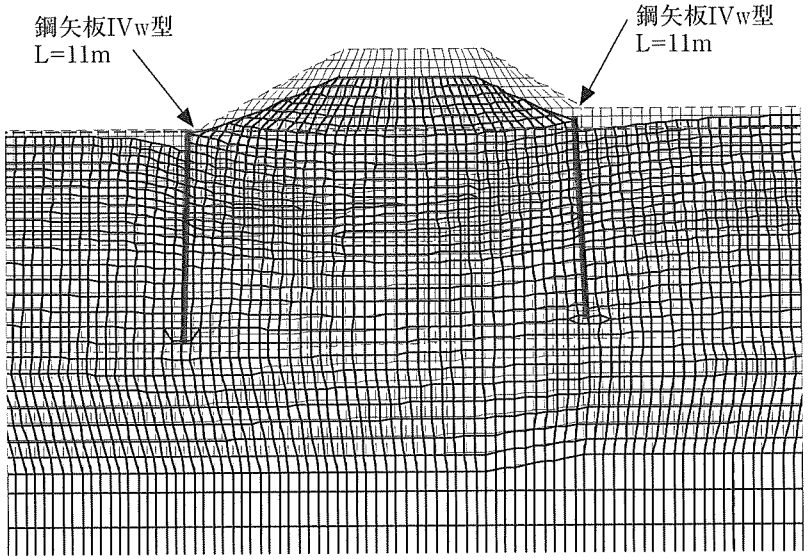


図-2.10.3　ALID解析例（鋼矢板による盛土強化構造）

〔参考文献〕

1) 古土井光昭,片山猛雄；残留水位測定調査，港湾技研資料』 115，1971.3,

2) 総理府，厚生省令；一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場にかかる技術上の基準を定める命令，1998改正

3) 中山裕章,原田典佳,龍田昌毅；吸水性膨張剤を塗布した鋼矢板の止水性能評価試験，第35回地盤工学研究発表会，2000.6，pp.1559～1560

4) 小泉哲也,他；鋼矢板継手部における透水量に関する実験と考察，第56回土木学会年次学術講演会，2001.10，pp.38～39

5) 鳥崎肇一,他；廃棄物最終処分場向け鋼矢板の遮水性能確認試験，第57回土木学会年次学術講演会，2002.9，pp.275～276

6) 沖健,他；鋼矢板,鋼管矢板を用いた鉛直遮水壁の遮水性能の評価，第5回環境地盤工学シンポジウム，2003.7

7) 渡部要一,他；鋼製遮水壁の遮水性能と適用性に関する研究，港湾空港技術研究所資料No.1142，2006.9

8) 東正文,坪田邦治,阪上最一；鋼矢板を用いた周辺地盤沈下対策工の解析，E-2,第25回地盤工学研究発表会，1990.6，pp.1223～1224

9) 高見邦幸,他；鋼矢板を用いた盛土周辺地盤の沈下対策工について，E-2,第26回地盤工学研究発表会，1991.7，pp.1245～1248

10) 有吉和昭,他；引き込み沈下防止矢板による試験盛土の実測例，E-2,第28回地盤工学研究発表会，1993.6，pp.1471～1472

11) 田口衛,岡本弘治；周辺地盤の変位防止対策としての矢板の効果，E-2,第29回地盤工学研究発表会，1994.6，pp.1333～1334

12) 森脇武夫,他；矢板による盛土周辺地盤の沈下と側方流動の防止策，IV-3,地盤の側方流動に関するシンポジウム発表論文集，1986.10，pp.99～106

13) ＰＦＳ工法研究会編；ＰＦＳ(部分フローティング鋼矢板）工法技術資料，2005.3

14) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第4編　第2章　2.4 杭基礎，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.613～623

15) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第4編　第5章　2.3 自立矢板式係船岸，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.996～1005

16) 農林水産省農村振興局；第8章 8.1.6 矢板型水路，土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」，2001.2，pp.363～364

17) 高橋邦夫,菊池喜昭,朝木祐次；タイロッド式矢板壁の力学的挙動の解析，港湾技研資料No. 756，1993.6

18) 平井利一；土質工学をかじる，理工図書，2001.1，pp.3～19

19) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第3編　第5章土圧及び水圧，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.371～382

20) 水産庁監修，（社）全国漁港漁場協会　　；第2編　第4章波力，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003.1，pp.59～63

21) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第3編　第2章　4.7 波圧及び波力，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.188～194

22) （社）日本道路協会；2　設計，道路土工仮設構造物工指針，2001.3，pp.76～87

23) 中野，石田，加藤；掘削形状と二層地盤の影響を考慮したボイリング検討式の提案，土木学会構造工学論文集 Vol.42A，III，1996.3
24) 松尾新一郎，河野伊一郎，久保田英之；矢板等の下をまわる浸透流と地盤の安定に関する考察，第 6 回土質工学研究発表会講演集，1971.6
25) 建設省土木研究所；3 章　ヒービングに対する検討，掘削土留工指針（案），土木研究所資料　第 181 1982.3，pp.17～24
26) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第 4 編　第 2 章　3 斜面の安定，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.666～671
27) 水産庁監修，（社）全国漁港漁場協会；第 4 編　第 5 章　斜面の安定，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003.1，pp.239～247
28) （社）全国防災協会；第ヲ編参考資料，　災害復旧工事の設計要領，2006.7，pp.922～923
29) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第 4 編　第 2 章　2.4 杭基礎，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，pp.588～595
30) （社）日本道路協会；7 章　仮設構造物の設計，共同溝設計指針，1986.4，pp.116～117
31) （社）日本道路協会；2　設計，道路土工仮設構造物工指針，2001.3，pp.64～73
32) 妙中真治、龍田昌毅；実大載荷試験による矢板の支持力特性の検討，第 39 回地盤工学研究発表会，2004.7，pp.1487～1488
33) 鴻池一季；鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究，土木学会論文集第 373 号 /VI-5，1986.9
34) 運輸省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第 8 編　5.3.5 矢板剛性の影響の考慮，港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.4，pp.673～680

第3章　設計条件

3.1　鋼矢板関係基準等の概要

鋼矢板の永久構造物に関する代表的な設計基準・指針を表-3.1.1に示します。

表-3.1.1　鋼矢板の永久構造物に関する設計基準・指針

基準・指針	監修・編集元	発行年・発行所
港湾の施設の技術上の基準・同解説	国土交通省港湾局監修	2007年 日本港湾協会
災害復旧工事の設計要領	防災研究会編集	2014年 全国防災協会
土地改良事業計画設計基準「水路工」基準書・技術書	農林水産省農村振興局監修	2001年 農業土木学会
漁港・漁場の施設の設計の手引	水産庁監修	2003年 全国漁港漁場協会

仮設構造物に関するものとして表-3.1.2に示す基準・指針が一般的に使われています。

表-3.1.2　鋼矢板の仮設構造物に関する設計基準・指針

基準・指針	監修・編集元	発行年・発行所
道路土工 仮設構造物工指針	日本道路協会編集	1999年 日本道路協会
鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル	鉄道総合技術研究所編集	2001年 鉄道総合技術研究所
トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説	土木学会トンネル工学委員会編集	2006年 土木学会
首都高速道路仮設構造物設計要項		2007年 首都高速道路株式会社
山留め設計施工指針	日本建築学会編集	2002年 日本建築学会

この章では永久構造物について述べることとします。仮設構造物については第10章をご参照ください。

3.1.1～3.1.3で、自立式鋼矢板壁、タイロッド式鋼矢板壁、二重鋼矢板壁の設計法に関する各基準の概要を示します。

3.1.1 自立式鋼矢板壁

各設計基準等に示された自立式鋼矢板壁に関する主な設計内容の比較一覧を表-3.1.3に示します。なお、設計法については2.2.3項をご参照ください。

表-3.1.3 自立式鋼矢板壁の主な設計内容の比較一覧

<table>
<tr><th>設計基準等</th><th>許容変位</th><th>土圧、水圧等</th><th>設計法</th><th>根入れ長</th><th>特記事項</th></tr>
<tr><td>港湾の施設の技術上の基準・同解説
2007年版</td><td>明確な記載はないが、1999年版では以下の記載があった。
「変位量の目安として、常時5cm程度、地震時10cn程度としている場合が多い」</td><td>・クーロン系土圧
壁面摩擦角δは、砂質地盤の場合、主働土圧+15°、受働土圧－15°とすることができる。
・残留水位
潮位差の2/3とすることが多い。
・地震時の動水圧</td><td>・港研方式に基づき設計することができる。
・横抵抗定数は、載荷試験によることが望ましい。N値より推定する場合には、分布状態に応じてks-N関係図、kc-N関係図を用いて推定できる。</td><td>曲げモーメント第1零点深さ1mℓの1.5倍でよい。</td><td>・港研方式とチャンの方法との間に有意な差が見られない場合には、チャンの方法を用いてもよい。
・干満帯及び海中部においては腐食しろによる防食は用いないことを原則とする。</td></tr>
<tr><td>災害復旧工事の設計要領
2014年版</td><td>頭部の許容変位量は
常　時：5.0cm程度
地震時：7.5cm程度
で実施している例が多い。</td><td>・クーロン系土圧
壁面摩擦角δ
<table><tr><th></th><th>主働</th><th>受働</th></tr><tr><td>常時</td><td>15°</td><td>－15°</td></tr><tr><td>地震時</td><td>15°</td><td>0°</td></tr></table>・静水圧（残留水圧）
・その他の外力</td><td>チャンの式による。横方向地盤反力係数は原位置試験により求める。N値より推定する場合には、福岡・宇都のkh-N関係図を用いる。</td><td>根入れ長は3/β以上とする。</td><td>継手効率は拘束の程度等によって0.6～1.0の範囲とする。
腐食代は片面1mm（両面2mm）を考慮する。</td></tr>
<tr><td>土地改良事業計画設計基準
「水路工」
2001年版</td><td>鋼矢板頭部の許容変位は、壁高Hの1/40以内（0<H≦4.0m）、10cm以内（4.0m<H）を目安とする。</td><td>・クーロン系土圧
壁面摩擦角δは、δ＝±15°とする例が多い。
・静水圧（残留水圧）
・その他の外力</td><td>チャンの式による。横方向地盤反力係数は原位置試験により求める。N値より推定する場合には、福岡・宇都のkh-N関係図を用いる。
この場のN値は仮想地盤面から1/βの平均N値を用いる。</td><td>根入れ長は3/β以上とする。</td><td>粘性土地盤の場合、設計地盤面における受働土圧強度が主働土圧強度を上回るときは、50cm下げた位置を仮想地盤とする。この場合、設計地盤面下の土圧分布は仮想地盤面における土圧強度が0となる三角形分布とする。
腐食代は片面1mm（両面2mm）を考慮する。腐食代を考慮した場合の断面二次モーメント及び断面係数の付表が提示されている。</td></tr>
<tr><td>漁港・漁場の施設の設計の手引
2003年版</td><td>頭部の許容変位量は
常　時：5cm以内、
地震時：8cm以内とする。</td><td>・クーロン系土圧
壁面摩擦角δは、δ＝±15°とする。
・静水圧（残留水圧）
・その他の外力</td><td>チャンの式による。横方向地盤反力係数は原位置試験により求める。N値より推定する場合には、1/β範囲のN値を用いてkh-N関係図より推定する。</td><td>根入れ長は3/β以上とする。</td><td>腐食量は、腐食環境に応じて鋼材の腐食速度により算出する。
腐食代は、30年分を考慮することを標準とする。</td></tr>
</table>

3.1.2 タイロッド式鋼矢板壁

各設計基準等に示されたタイロッド式鋼矢板壁に関する主な設計内容の比較一覧を表-3.1.4に示します。なお、設計法については2.2.4項をご参照ください。

表-3.1.4 タイロッド式鋼矢板壁の主な設計内容の比較一覧

<table>
<tr><th>設計基準等</th><th>土圧</th><th>断面設計法</th><th>根入れ長の設計法</th><th>特記事項</th></tr>
<tr><td rowspan="2">港湾の施設の技術上の基準・同解説
2007年版</td><td rowspan="2">・クーロン系土圧
壁面摩擦角δは、砂質地盤の場合、主働土圧+15°、受働土圧−15°とすることができる。
・残留水位
潮位差の2/3とすることが多い。
・地震時の動水圧</td><td>仮想鉸点法
普通の砂質地盤や硬い粘性土地盤に打込まれた鋼矢板を対象とし、仮想点は海底面に設ける。</td><td>フリーアースサポート法
土圧及び残留水圧のタイ材取付点に関するモーメントのつり合いにより根入れ長を求めることができる。</td><td>ロウの方法により求めた根入れ長の照査およびロウの方法による最大曲げモーメント・タイ材取付点反力の修正が必要となる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">たわみ曲線法
海底地盤が軟弱な場合や鋼矢板の剛性が大きい場合に適用することができる。
タイ材取付点のたわみ角が零となるまで根入れする。</td><td></td></tr>
<tr><td>災害復旧工事の設計要領
2014年版</td><td>・クーロン系土圧</td><td>仮想鉸点法
詳しい説明は記載されていない。</td><td>（参考）
鋼矢板二重式工法仮締切設計指針（案）では、『港湾の施設の技術上の基準・同解説』と同様に、安全率は下表の値を採用している。
<table><tr><th></th><th>常　時</th><th>地震時</th></tr><tr><td>砂質土</td><td>1.5</td><td>1.2</td></tr><tr><td>粘性土</td><td>1.2</td><td>1.2</td></tr></table></td><td></td></tr>
<tr><td>土地改良事業計画設計基準
「水路工」
2001年版</td><td colspan="3">構造形式の記載はあるが、設計についての記載はない。</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="2">漁港・漁場の施設の設計の手引
2003年版</td><td rowspan="2">・クーロン系土圧
壁面摩擦角δは
δ＝±15°とする。</td><td>仮想鉸点法
根入れ地盤が砂質土の場合：仮想点を海底面に設ける。
粘性土の場合：仮想点を仮想地盤面（主働土圧強度と残留水圧強度の和が受働土圧強度と等しくなる位置）に設ける。</td><td>フリーアースサポート法
タイロッド取付点まわりのMa（主働土圧と残留水圧によるモーメント）とMp（受働土圧によるモーメント）に対する安全率は、下表の通りとする。
<table><tr><th></th><th>常　時</th><th>地震時</th></tr><tr><td>砂質土</td><td>1.5</td><td>1.2</td></tr><tr><td>粘性土</td><td>1.2</td><td>1.2</td></tr></table></td><td></td></tr>
<tr><td colspan="2">たわみ曲線法
海底地盤が軟弱な場合や鋼矢板の剛性が大きい場合に適用する。
根入れ部のたわみ角が零となる深さを根入れ長とする。</td><td></td></tr>
</table>

3.1.3 二重鋼矢板壁

二重鋼矢板壁は、二列に打設された鋼矢板壁頭部をタイロッド等で連結し、良質な砂質土等により中詰めされた構造物であり、鋼矢板と中詰土が一体となって外力に抵抗するものです。一般に自立安定性が高く、止水性にすぐれており、護岸、岸壁、防波堤、導流堤、仮締切り等に用いられています。

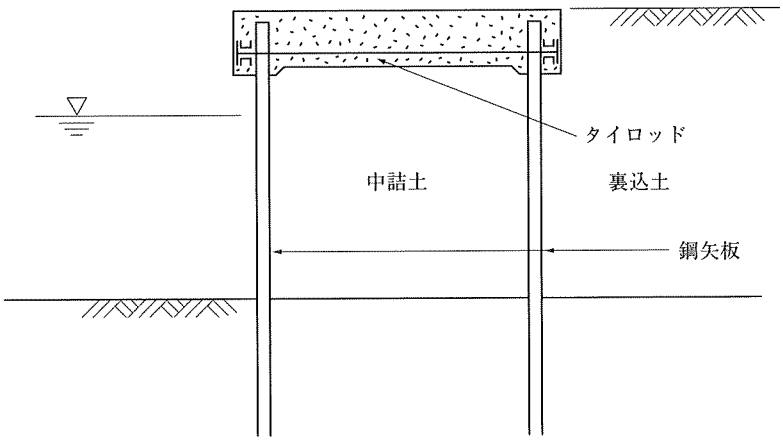


図-3.1.1 二重鋼矢板壁構造例

二重鋼矢板壁構造物の設計法は、現在までにいくつか提案されていますが、それらは基本的に次の2つに分類されます。

(1) 二重鋼矢板壁構造物に作用する外力に対して、中詰土によりせん断変形に抵抗すると考える方法。

(2) 二重鋼矢板壁構造物に作用する外力に対して、中詰土および鋼矢板の剛性によりせん断変形に抵抗すると考える方法。

表-3.1.5 二重鋼矢板壁の設計指針等

設計指針等	設計法の概要
港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年度版	(i) 二重矢板式係船岸の設計は鋼矢板セル式係船岸及び控え矢板式係船岸の設計法を準用することができる。 (ii) 矢板の根入れ長は通常の控え工を有する矢板の計算法に従って決めたものとセル天端の許容水平変位を満足する根入れ長のうち、長い方を採用する。
漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 漁港の防波堤・けい船岸 等の設計指針と計算例 (1992年版 全国漁港協会)	(i) 二重壁全体のせん断抵抗力は、中詰土のせん断抵抗力に、2列の鋼矢板壁と上部工よりなるラーメン構造としての抵抗力を加えたものとする。

3.2 土質定数

〔1〕 土質調査

設計に必要な土質調査の対象には、地盤の成層状態、地盤の種類、土の力学的性質（締まり具合、せん断特性、圧密特性、透水性）、地下水位などがあります。

土質調査はその目的に応じて、表-3.2.1のような調査方法により行います。

表-3.2.1　土質調査

調査目的	調査方法	調査内容
成層状態確認	ボーリング サウンディング 物理探査	基盤深度 軟弱層厚 層序
支持力 斜面安定 土圧	乱さないサンプリング サウンディング 現場試験	一軸圧縮強さ　q_u せん断強さ　τ_f せん断抵抗角　ϕ 相対密度　D_r
圧密特性	乱さないサンプリング	圧密係数　C_v 体積圧縮係数　m_v
透水性	乱さないサンプリング 現場試験	透水係数　k
締固め特性	乱したサンプリングでも可 現場試験	最大乾燥密度　γ_{dmax} 最適含水比　W_{opt} CBR
分類特性	乱さないサンプリング （γ_t以外は構造的な乱れ可）	単位体積重量　γ_t 含水比 w　土粒子の密度　ρ_s 粒　度 コンシステンシー　W_L, W_p

〔2〕土の構成要素

(1)　土の構成

土は、図-3.2.1のように、土粒子、水、空気から成立っており、その基本的性質は、式（3.2.1）～式（3.2.6）より求められます。

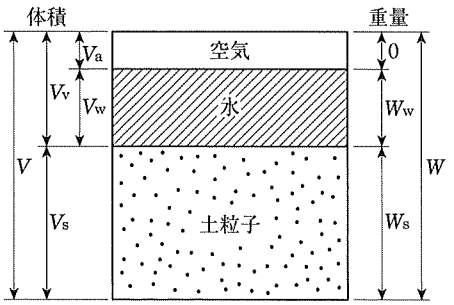


図-3.2.1　土の構成図

$$G_s = \frac{W_S}{\gamma_W V_S} \tag{3.2.1}$$

$$\gamma_t = \frac{W}{V} \tag{3.2.2}$$

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V} \tag{3.2.3}$$

$$w = \frac{W_W}{W_S} \times 100 \tag{3.2.4}$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} \tag{3.2.5}$$

$$S_r = \frac{V_W}{V_V} \times 100 \tag{3.2.6}$$

G_s；土粒子の比重
W_s；土粒子の重量（kN）
γ_w；水の単位体積重量（kN/m³）
V_s；土粒子の体積（m³）
γ_t；湿潤単位体積重量（kN/m³）
W ；土の全重量（kN）
V ；土の全体積 （m³）
γ_d；乾燥単位体積重量（kN/m³）
w ；含水比（%）
W_w；間隙水の全重量（kN）
e ；間隙比
V_v；間隙の体積（m³）
S_r；飽和度（%）
V_w；水の体積（m³）

上記の各性質間では、式（3.2.7）が成り立ちます。

$$\gamma_t = \frac{G_S\left(1+\frac{w}{100}\right)}{1+e}\gamma_w = \left(1+\frac{w}{100}\right)\gamma_d = \gamma_d + \frac{e}{1+e}\cdot\frac{S_r}{100}\gamma_w \tag{3.2.7}$$

土の水中単位体積重量は、式（3.2.8）より求められます。

$$\gamma' = \frac{G_S - 1}{1+e}\gamma_w \tag{3.2.8}$$

参考までに、『港湾基準』[1]と、『道路橋示方書』[2]に掲載されている土の単位体積重量を表-3.2.2および表-3.2.3に示します。

表-3.2.2　代表的な土の単位体積重量と含水比[1]

	沖積粘土	洪積粘土	砂質土
湿潤単位体積重量　γ_t (kN/m³)	12～16	16～20	16～20
乾燥単位体積重量　γ_d (kN/m³)	5～14	11～14	12～18
含水比　w (%)	150～30	60～20	30～10

表-3.2.3　土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)[2]

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

(2)　土の分類

土の分類は一般に、日本統一分類法に従って行います。地盤材料の粒径区分とその呼び名を図-3.2.2に示します。

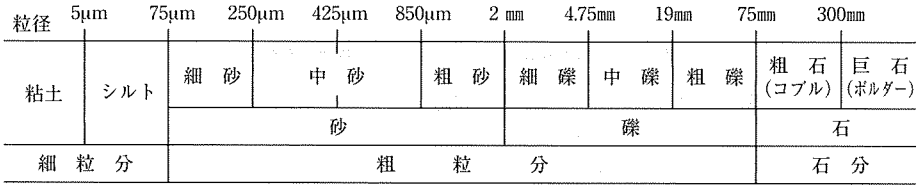


図-3.2.2　粒径区分とその呼び名

(3)　土質記号

土質記号は地層の種類を記号で表したもので、土質名を柱状図上で簡便に判断するために有効です。現在、統一されたものはなく、各機関毎に土質記号が制定されています。ここでは、地盤工学会「地盤調査法」にある記号例を図-3.2.3および図-3.2.4に示します。

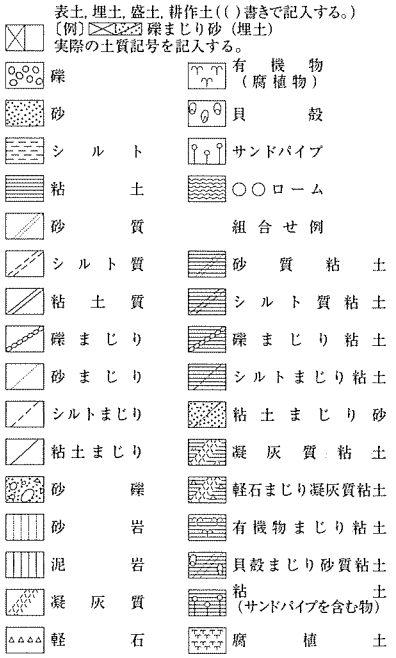


図-3.2.3　土質記号例（ボーリング野帳）[3]

区分	分類名	図模様
土質材料	礫 (G)	
	礫質土(GF)	
	砂 (S)	
	砂質土(SF)	
	シルト (M)	
	粘性土 (C)	
	有機質土 (O)	
	火山灰質粘性土 (V)	
	高有機質土(腐植土) (Pt)	

区分	分類名	図模様
補助記号	砂質 (S)	
	シルト質 (M)	
	粘土質 (C)	
	有機質 (O)	
	火山灰質 (V)	
	玉石まじり (-B)	
	砂利・礫まじり (-G)	
	砂まじり (-S)	
	シルトまじり (-M)	
	粘土まじり (-C)	
	有機質土まじり (-O)	
	火山灰まじり (-V)	
	貝殻まじり (-Sh)	

図-3.2.4　土質記号例（地質調査資料整理要領（案））[3]

〔3〕 土の透水係数

完全に水で飽和された土中を流れる浸透流が定常的な層流である場合は、ダルシーの法則に基づいて透水係数を算定します。下記にダルシーの法則に基づいた、透水係数の算定式を式（3.2.9）にを示します。

$$k = \frac{q}{i \cdot A} \qquad (3.2.9)$$

k；透水係数（cm/s）

q；単位時間に土層を流れる水量（cm^3/s）

i；動水勾配、$i = \frac{h}{L}$

h；損失水頭（cm）

L；浸透流路の長さ（cm）

A；断面積（cm^2）

土の透水係数は現場透水試験から求めることが望ましいが、土の粒径と透水係数との関係を示した下記の表-3.2.4より推定することもできます。

表-3.2.4 Creagerによる d_{20} と透水係数[4)]

d_{20} (mm)	k(cm/s)	土質分類	d_{20} (mm)	k(cm/s)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗粒粘土	0.18	6.85×10^{-3}	微粒砂
0.01	1.05×10^{-5}	細粒シルト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.30	2.20×10^{-2}	中粒砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極微粒砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.50	7.50×10^{-2}	
0.08	9.00×10^{-4}		0.60	1.10×10^{-1}	粗粒砂
0.09	1.40×10^{-3}		0.70	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.80	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}	微粒砂	0.90	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.00	3.60×10^{-1}	
0.16	5.10×10^{-3}		2.00	1.80	細礫

注） d_{20}；通過重量百分率の20%に対する粒径（mm）

〔4〕 標準貫入試験（N値）

N値とは質量63.5kgのハンマーを75cm自由落下させ、標準貫入試験用サンプラーを30cm打込むのに要する打撃数でその測定方法はJIS A 1219に規定されています。

標準貫入試験は、わが国で最も普及したサウンディングの方法です。この試験から得られるN値と砂の相対密度、内部摩擦角、砂地盤の許容支持力、粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強度、粘土地盤の許容支持力との関係が統計的に整理されています。

(1)　N値と砂質土の内部摩擦角ϕとの関係

砂質土の内部摩擦角ϕをN値から推定する場合は、表-3.2.5、表-3.2.6および図-3.2.5を参照して決定します。表-3.2.7に設計基準ごとの内部摩擦角ϕを示します。

『港湾基準』[5]、『漁港の手引』[6]および『道路橋示方書』[7]によるN値から内部摩擦角ϕを推定する式は、有効土被り圧を考慮した関係を提案しています。図-3.2.5には、有効土被り圧を$P'_{vo}(\sigma_v')$= 50kN/m^{2}とした場合と$P'_{vo}(\sigma_v')$= 100kN/m^{2}とした場合のN値と内部摩擦角ϕの関係を示します。

表-3.2.5　砂地盤のN値とDr、ϕの関係[8),9)]

N値	相対密度 D_r	内部摩擦角ϕ(度)	
		ペック(Peck)	マイヤホフ(Meyerhof)
0～4	0～0.2	28.5以下	30以下
4～10	0.2～0.4	28.5～30	30～35
10～30	0.4～0.6	30～36	35～40
30～50	0.6～0.8	36～41	40～45
50以上	0.8～1	41以上	45以上

表-3.2.6　砂の粒子形状別のN値とϕの関係[10)]

（ダナム（Dunham）による）

	内部摩擦角ϕ(度)
丸い粒子で粒径が一様	$\phi=\sqrt{12N}+15$
〃　粒径分布がよい	$\phi=\sqrt{12N}+20$
角ばった粒子粒径が一様	$\phi=\sqrt{12N}+20$
〃　粒径分布がよい	$\phi=\sqrt{12N}+25$

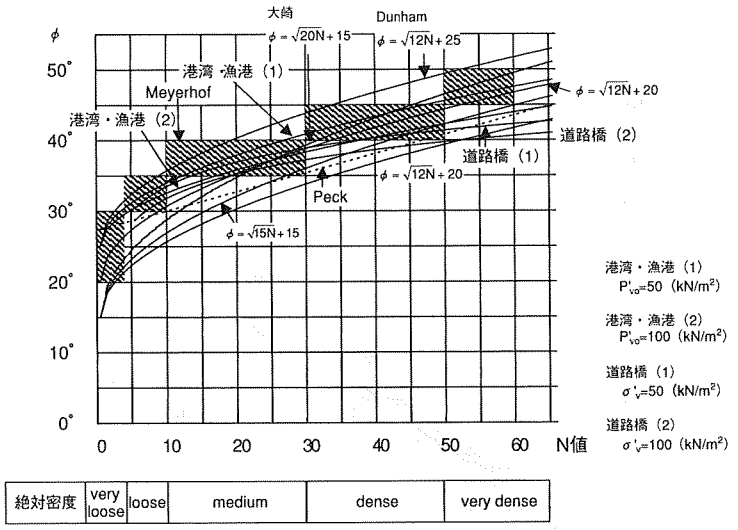


図-3.2.5　N値と内部摩擦角ϕの関係

表-3.2.7　各設計基準におけるN値と内部摩擦角ϕの関係

港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年7月 (日本港湾協会)	災害復旧工事の設計要領 2014年版 (全国防災協会)	漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 (全国漁港漁場協会)	土地改良事業計画設計基準「水路工」 2001年2月 (農林水産省農村振興局)	道路橋示方書・同解説 2012年3月 (日本道路協会)
$\phi=25+3.2\sqrt{\frac{100N}{70+P'_{vo}}}$	・表-3.2.5 ・表-3.2.6 ・図-3.2.5	$\phi=25+3.2\sqrt{\frac{100N}{70+P'_{vo}}}$	・表-3.2.6 ・図-3.2.5 ・$\phi=\sqrt{15N}+15$	$\phi=4.8\log N_1+21$ $N_1=\frac{170N}{\sigma_v'+70}$

P'_{vo}, σ_v' ：標準貫入試験値を測定した時の有効土被り圧 (kN/m^2)

(2)　N値と粘着力cとの関係

粘性土の粘着力cは一軸圧縮試験により強度q_uを求めて決定することが望まれます。

粘性土の一軸圧縮強度q_uや粘着力cとN値の関係は種々提案されています。代表的なものを表-3.2.8および図-3.2.6に示します。

表-3.2.8　粘性土のN値とq_u、cの関係

	q_u, c (kN/m²)
Terzaghi,Peck	$q_u = \frac{N}{0.082}$
Peck	$q_u = \frac{N}{0.060}$
Dunham	$q_u = \frac{N}{0.077}$
森　田	$q_u = \frac{N}{0.040} \sim \frac{N}{0.055}$ (鋭敏比の高い粘土を除く)
福　岡	c = 5 + 7.5 N (シルト質粘土 (N＜10))
	c = 10 + 7.5 N (粘　土　　(N＜10))
三　木	$q_u = \frac{N}{0.075}$

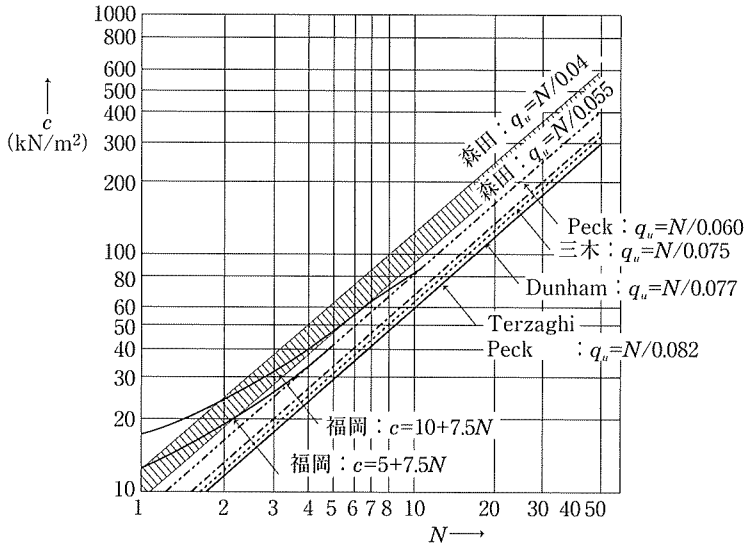


図-3.2.6　N値とcの関係[11)]

Mohrの定理より、q_uとcには次の関係式が成り立ちます。

$$c = \frac{q_u}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tag{3.2.10}$$

近似的に$\phi \fallingdotseq 0$とすると、式(3.2.11)となります。

$$c = \frac{q_u}{2} \tag{3.2.11}$$

地盤工学会「N値とc・ϕの活用法」[12] には、N値0の沖積粘性土層の一軸圧縮強さ（q_u）の算定式が紹介されています。一例として、式（3.2.12）および図-3.2.7を掲載しますが、設計に用いる際には十分ご注意ください。

$$q_u = 20 + 4z \qquad (3.2.12)$$

q_u；一軸圧縮強さ（kN/m^2）

z；深さ（m）

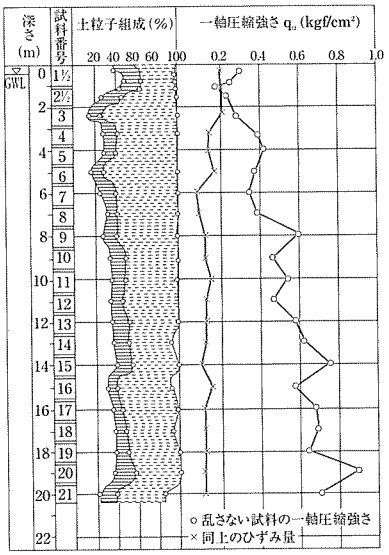


図-3.2.7　N値=0の沖積粘性土層の一軸圧縮強さ（q_u）[12]

〔5〕 スウェーデン式サウンディング試験

スウェーデン式サウンディング試験[13] は、荷重による貫入と回転貫入を併用した原位置試験であり、土の静的貫入抵抗を測定し、その硬軟または締まり具合を判定するとともに土層構成を把握することを目的としています。この調査方法は、装置およびその操作方法が容易で迅速に測定ができ、また簡易なサウンディングのなかでは比較的貫入能力に優れているなどの利点があります。そのために、深さ10m程度以浅の軟弱層を対象に概略調査または補足調査などに用いられています。測定方法はJIS A 1221に規定されています。

測定値とN値および一軸圧縮強さq_uとの関係は稲田氏により下記に示す式（3.2.13）～式（3.2.15）が提案されています。

(1)　N値との関係

礫・砂・砂質土

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \qquad (3.2.13)$$

粘土・粘性土

$$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw} \qquad (3.2.14)$$

W_{sw}；1kN以下で貫入した場合の荷重（N）

N_{sw}；回転により貫入させたときの貫入量1m当たりの半回転数（回/m）

(2)　一軸圧縮強さとの関係

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw} \qquad (3.2.15)$$

q_u；一軸圧縮強さ（kN/m^2）

3.3 水平方向地盤反力係数

各設計基準に掲載されている水平方向地盤反力係数を推定する手法を下記に示します。

図-3.3.1は、『港湾基準』[14]、『漁港の手引』[15]、図-3.3.2は、『災害復旧』[16]、『土地改良基準』[17]、式（3.3.1）は『道路橋示方書』[18]に掲載されています。

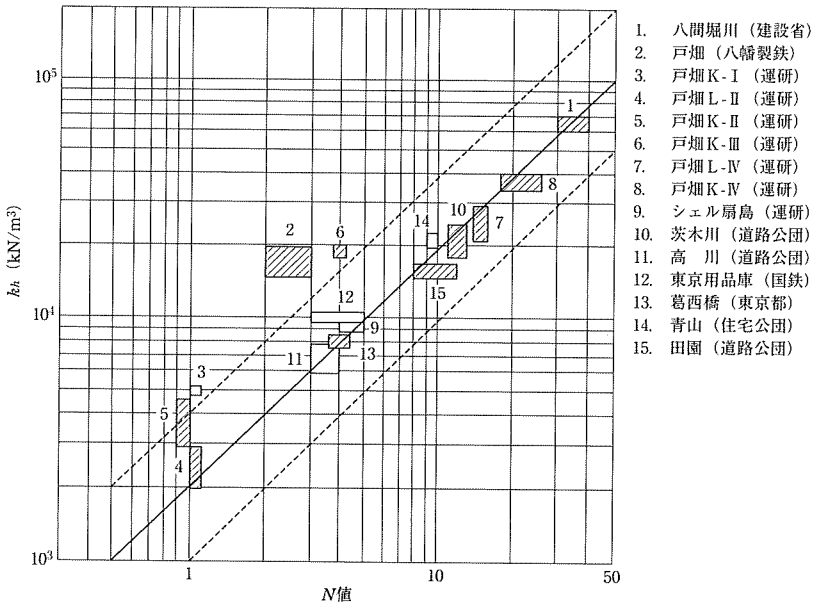


図-3.3.1　杭の水平載荷実験から逆算したk_h値[14)、15)]

〔横山幸満：くい構造物の計算法と計算例、山海堂、1977年、単位系は加筆修正〕

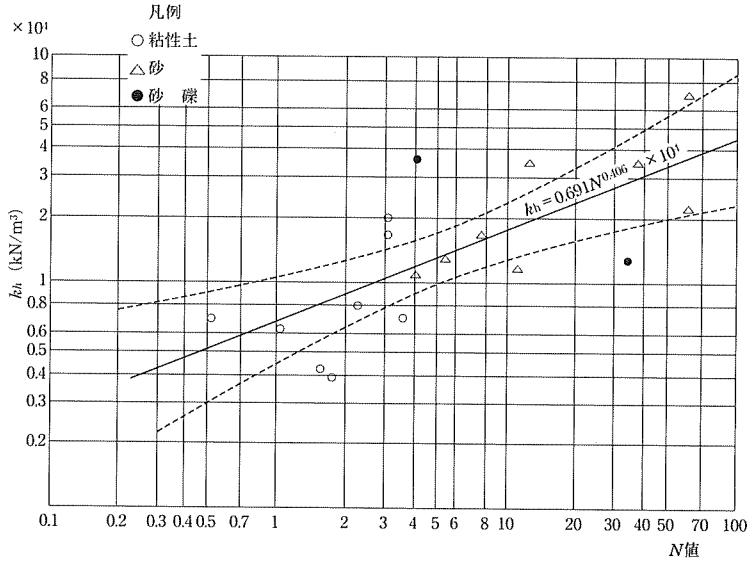


図-3.3.2　福岡ー宇都のボーリング孔を利用した実測k_h値[16)、17)]

〔福岡正巳・宇都一馬：ボーリング孔を利用した基礎地盤、横方向k値測定について、土と基礎特集号No.1、1959年8月、単位系は加筆修正〕

$$k_h = k_{h0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \qquad (3.3.1)$$

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \qquad (3.3.2)$$

k_h ；水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{h0} ；直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）

B_H ；荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

※一般に、連続壁の場合のB_Hは、10mとしています。

E_0 ；表-3.3.1に示す方法で測定又は推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m²）

α ；地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-3.3.1に示します。

表-3.3.1　変形係数E_0とα

次の試験方法による変形係数 E_0（kN／m²）	α	
	常　時	地震時
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の１／２	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値よりE_0＝2,800Nで推定した変形係数	1	2

表-3.3.2　各設計基準における水平方向地盤反力係数

（単位：kN／m³）

港湾の施設の技術上の基準・同解説 2007年7月 （日本港湾協会）	災害復旧工事の設計要領 2014年版 （全国防災協会）	漁港・漁場の施設の設計の手引 2003年版 （全国漁港漁場協会）	土地改良事業計画設計基準「水路工」 2001年2月 （農林水産省農村振興局）	道路橋示方書・同解説 2012年3月 （日本道路協会）
k_h=1,500N～2,000N	k_h=6,910N$^{0.406}$	k_h=1,500N～2,000N	k_h=6,910N$^{0.406}$	$k_h = k_{h0}\left[\frac{B_H}{0.3}\right]^{-\frac{3}{4}}$

なお、港研方式で設計を行う場合には、横抵抗定数k_c、k_sを用います。

横抵抗定数k_c、k_sを求める際には、図-2.2.3、図2.2.4をご参照ください。

3.4 材料の単位体積重量

自重の算出に用いる材料の標準的な単位体積重量は、『港湾基準（1999年版）』[19] および『土地改良基準』[20] によると、表-3.4.1の通りです。

表-3.4.1 標準的な単位体積重量（kN/m³）

材　　料	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成11年4月 （日本港湾協会）	土地改良事業計画設計基準 （水路工） 平成13年2月 （農林水産省農村振興局）
鋼	77.0	77.0
鋳鋼	77.0	77.0
鋳鉄	71.0	71.0
アルミニウム	27.5	27.5
鉄筋コンクリート	24.0	24.5
無筋コンクリート	22.6	23.0
モルタル	−	21.0
木材	7.8	−
石材（花こう岩）	26.0	27.0
石材（砂岩）	25.0	26.0
アスファルトコンクリート	22.6	22.5
砂、砂利、割ぐり石（乾燥状態）	16.0	16.0
〃　　（湿潤状態）	18.0	18.0
〃　　（湿潤飽和状態）	20.0	20.0

3.5 鋼矢板の腐食代及び防食法に関する基準

「さび」の発生要因である水や酸素の与えられ方は環境によって異なるため腐食の速さや様子が異なります。よって、各基準においても腐食に対する考え方は異なっています。表-3.5.1は港湾および河川における鋼矢板の腐食代および防食法に関する基準・指針を示します。

表-3.5.1　鋼矢板の腐食代及び防食法に関する基準

<table>
<tr><th>基準名称</th><th>腐食代</th><th>防食法</th></tr>
<tr><td>港湾の施設の技術上の基準・同解説
(2007年7月)
(日本港湾協会)</td><td>鋼材の腐食速度は、環境条件によって異なるので、当該施設のおかれた条件を考慮して適切に決定するものとする。
<table><tr><th colspan="2">腐食環境区分</th><th>腐食速度
(mm/y)</th></tr><tr><td rowspan="4">海側</td><td>H.W.L.～以上</td><td>0.3</td></tr><tr><td>H.W.L.～L.W.L.－1.0m</td><td>0.1～0.3</td></tr><tr><td>L.W.L.－1.0m～海底</td><td>0.1～0.2</td></tr><tr><td>海底泥層中</td><td>0.03</td></tr><tr><td rowspan="3">陸側</td><td>陸上大気中</td><td>0.1</td></tr><tr><td>土中（残留水位上）</td><td>0.03</td></tr><tr><td>土中（残留水位下）</td><td>0.02</td></tr></table></td><td>(1) 平均干潮面以下の部分にあっては、電気防食工法、朔望平均干潮面以下1mよりも上の部分においては被覆防食工法によって防食対策を講じるべきである。
(2) 干満帯および海中においては腐食しろによる防食は用いないことを原則とする。ただし、仮設構造物の場合は腐食しろによる防食の考え方を適用してもよい。</td></tr>
<tr><td>漁港・漁場の施設の設計の手引
(2003年版)
(全国漁港漁場協会)</td><td><table><tr><th colspan="2">腐食環境区分</th><th>腐食速度
(mm/y)</th></tr><tr><td rowspan="5">海側</td><td>H.W.L.以上</td><td>0.3</td></tr><tr><td>H.W.L.～L.W.L.－1.0m</td><td>0.1～0.3</td></tr><tr><td>L.W.L.－1.0m～水深20m</td><td>0.1～0.2</td></tr><tr><td>水深20～50m</td><td>0.06</td></tr><tr><td>水深50m以深</td><td>0.045</td></tr><tr><td rowspan="3">陸側</td><td>海底泥層中</td><td>0.03</td></tr><tr><td>陸上大気中</td><td>0.1</td></tr><tr><td>土中（残留水位上）</td><td>0.03</td></tr><tr><td>土中（残留水位下）</td><td>0.02</td></tr></table>(注) 防食期間は、30年を標準とする。</td><td>鋼材の防食方法には
①被覆防食工法
②電気防食工法
③腐食代付与による方法
がある。</td></tr>
<tr><td>建設省事務連絡
(1979年4月10日)
護岸用鋼矢板の選定について

災害復旧工事の設計要領</td><td>表裏合せて2mmただし特に腐食が著しいと判断される場合は現地に適合した腐食代を見込む

一般河川　表裏合わせて2mm</td><td></td></tr>
</table>

3.6 継手効率

U形鋼矢板壁は、継手を壁体の中央に位置させ交互に方向を反転させて壁体を構成する断面で、壁体構築後の中立軸と鋼矢板1枚あたりの中立軸が一致しない断面形状であるため、土圧等による曲げ荷重を受ける時、継手の位置する中心線に鉛直方向の縦せん断力が作用します。このとき、継手のせん断抵抗が不足すると継手にずれが生じ、隣り合った鋼矢板が一体として働くことができなくなり、壁状になった鋼矢板は一体として計算された剛度および強度を発揮しないことも考えられます。このために、鋼矢板が壁体に組まれた状態で継手が滑らないとした時の断面性能の値に対して1より小さい係数を乗じます。この係数を継手効率といいます。(表-3.6.1参照)

表-3.6.1　継手効率　(鋼矢板に適用される各指針規定値の一例) [21)~24)]

	本設工事		仮設工事			
	災害復旧工事の設計要領 土地改良事業計画設計基準		道路土工 仮設構造物工指針		山留め設計施工指針 (建築学会)	
	断面係数	断面二次モーメント	断面係数	断面二次モーメント	断面係数	断面二次モーメント
U形鋼矢板	100%※1	80%※1	60%※2	45%※2	60~80%	45~60%

※1　笠コンクリートを施さない鋼矢板護岸については60%程度を使用するのが望ましい。
※2　ただし、鋼矢板継手部の掘削面側を鋼矢板頭部から50cm程度溶接したり、コンクリートで鋼矢板頭部から30cm程度の深さまで連結して固定したもの等については、全断面有効の80%まで上げることができる。

なお、図-3.6.1に示すようにハット形鋼矢板は、壁体構築後の中立軸と鋼矢板1枚あたりの中立軸が一致する断面形状であるため、継手効率の低減を考慮する必要がありません。

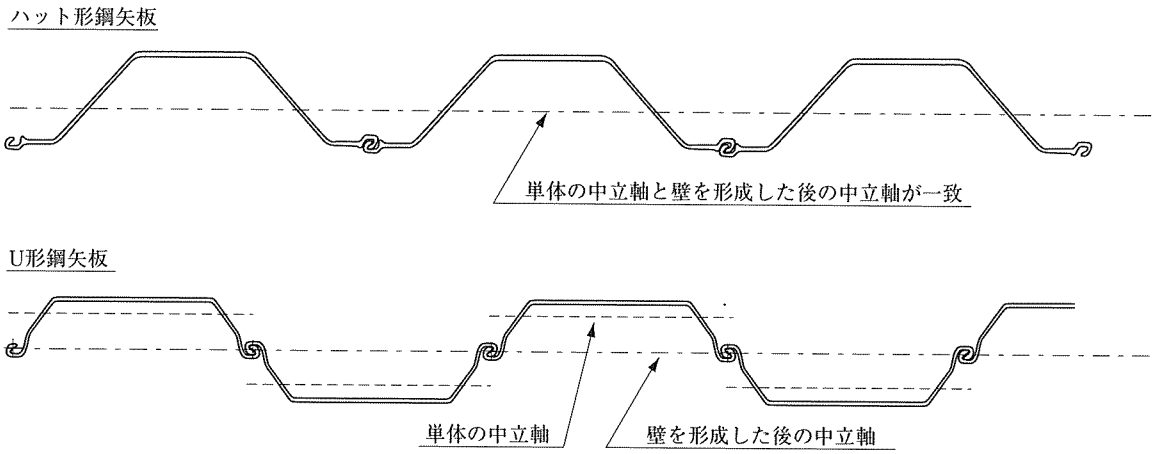


図-3.6.1　ハット形鋼矢板とU形鋼矢板の中立軸

〔参考文献〕

1) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；代表的な土の単位体積重量と含水比，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，p.299

2) （社）日本道路協会；土の単位重量，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説，2012.3，p.47

3) （社）地盤工学会；土質記号，地盤調査法，1996.5，p.116

4) （社）地盤工学会；CreagerによるD_{20}と透水係数，地盤工学ハンドブック，1999.3，p.685

5) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；N値の解釈方法，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，p.320

6) 水産庁監修，（社）全国漁港漁場協会；砂質土地盤のせん断強さ，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003.10，pp.101～102

7) （社）日本道路協会；標準貫入試験のN値から砂のせん断抵抗角のϕを推定する場合の参考式（案）道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説，2012.3，pp.604～606

8) R.B. Peck，W.E. Hanson and T.H. Thornburn，"Foundation Engineering"，New York John Wiley & Sons. Inc.，p.222

9) G.G Meyerhof，"Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils"，Proc. of the A.S.C.E.，Journal of the Soil Mech. and Found. Div.，Vol.82，No.SMI.，Paper 866.(1956)，p.3，p.17

10) J.W. Dunham，"Pile foundations for building".Proc. of the A.S.C.E.，Journal of the Soil Mech. And Found. Div.，Vol.80，No.385,(1954)，p.7

11) 農林水産省農林振興局監修，（社）農業土木学会；粘性土のN値と粘着力cとの関係，土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書，2001.3，p.213

12) （社）地盤工学会；N値0の地層，N値およびc・ϕ －考え方と利用法－，1992.2，pp.80～81

13) （社）地盤工学会；スェーデン式サウンディング試験，地盤調査法，1996.5，pp.213～220

14) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；杭の水平載荷実験から逆算したk_h値，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，p.628

15) 水産庁監修，（社）全国漁港漁場協会；杭の水平載荷実験から逆算したk_h値，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003.10，pp.214～215

16) （社）全国防災協会；福岡－宇都のボーリング孔を利用した実測k_h値，災害復旧工事の設計要領，2014.7，pp.868～869

17) 農林水産省農林振興局監修，（社）農業土木学会；N値とk_h値の関係，土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」基準書・技術書，2001.3，p.368

18) 社）日本道路協会；水平方向地盤反力係数，道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説，2012.3，pp.285～287

19) 運輸省港湾局監修，（社）日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準の細目，港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.4，p.29

20) 農林水産省農村振興局監修，（社）農業土木学会；第7章　7.1.1自重，土地改良事業計画設計基準設計「水路工」，2001.2，p.208

21) 防災研究会；第1章　設計資料，災害復旧工事の設計要領，2005，p.764

22) 農林水産省農村振興局監修，（社）農業土木学会；第8章　水路施設の設計，土地改良事業計画設計基準　設計「水路工」基準書・技術書，2001.2，pp.370～371

23) (社) 日本道路協会；2. 設計　2-13 小規模土留めの設計，道路土工　仮設構造物工指針，1999.3，pp.159～160

24) 日本建築学会；第 3 章　山留めの設計，山留め設計施工指針，2002.2，p.167

第４章　港湾構造物の設計

4.1　設計条件

港湾構造物の設計は、一般に「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（日本港湾協会）[1] に準拠して行います。設計に用いる土圧については 2.3.3、水圧については 2.4、波圧については 2.5 をご参照下さい。

4.1.1　信頼性設計法の導入

2007年に改定される以前の「港湾基準（1999年版）」[2] は仕様規定型であったため、それまでの港湾施設の設計は安全率法や許容応力度法が基本とされてきました。しかしながら、これらの手法は、本来ばらつきのある土圧や波力などの作用や鋼材の耐力などを確定的な値（例えばSYW295では鋼材許容応力度が180N/mm^2）で取り扱うため、同じ安全率を有する施設でも破壊が発生する確率（破壊確率）は異なっていました。これに対して、2007年に改定された「港湾基準」（以下、「港湾基準（2007年版）」と表記）では、合理的な設計を行うため、作用や耐力のばらつきを考慮したうえで施設の供用期間中の破壊確率を一定値以内に抑えることを評価する信頼性設計法が導入されました。

信頼性設計法とは、施設の破壊の可能性を確率論に基づき評価する方法であり、その評価方法には表-4.1.1に示すように3つの設計水準があります。このうち、最も高位に属する評価手法がレベル3信頼性設計法です。この手法は破壊確率を直接評価し、限界値以下になるように断面諸元を設定する方法ですが、破壊確率を同時確率密度関数を多重積分して算出することなどが困難なため、あまり実用的ではありません。一般的な実務においては、最も簡易なレベル1信頼性設計法である部分係数法を用いて設計を行うことが標準であると考えられます。したがって、ここでは最も簡易なレベル1信頼性設計法の概要について説明します。

表-4.1.1　信頼性設計法の設計水準の概要

設計水準	手　法
レベル3信頼性設計法	同時確率密度関数を多重積分して得られる破壊確率で評価
レベル2信頼性設計法	信頼性指標 β で評価
レベル1信頼性設計法	部分係数 γ を用いて施設の性能を照査

4.1.2　レベル1信頼性設計法

レベル1信頼性設計法は、信頼性設計法のうち最も用いられる頻度の高い設計法で、部分係数法とも呼ばれています。部分係数とは、設計因子の特性値（施設の設計において定量的に考慮される作用または、材料の特性を示す値。例えば、SYW295の鋼矢板の降伏応力度の特性値は295N/mm^{2}である）に乗じて設計用値を求めるための値であり、目標とする破壊確率やその特性値が構造物の破壊に及ぼす影響などから算出されます。「港湾基準（2007年版）」には、設計者の便を考慮して標準的な部分係数が例示されています。これらの部分係数は、あらかじめ信頼性理論に基づきキャリブレーションされ定められたものです。ただし、全構造形式の全照査項目に対して、信頼性理論に基づくキャリブレーションがなされた部分係数が評価・提示されているわけではないので、部分係数が例示されていない構造形式については下記のような対応が必要となります。

・既往の安全率法や許容応力度法に準じた形式的な部分係数を適用します。
・技術検討を行った上で新たな部分係数を設定します。
・レベル2、レベル3の信頼性設計法を適用します。

4.1.3 上載荷重

上載荷重は積載荷重と活荷重とに分けられます。

・積載荷重　エプロン、上屋、倉庫等に積載される雑貨、ばら荷等の荷重です。積雪をみる地域ではエプロン上に積もった雪も積載荷重になります。
・活荷重　　自動車や列車、荷役機械、群集等の動的な荷重です。

（1）積載荷重

積載荷重は、鋼矢板構造物の利用目的によって異なるので、実際に載荷される荷重の種類及び量を考慮して決めます。標準的な積載荷重の考え方は、表-4.1.2の通りです。

表-4.1.2　積載荷重

永　続　状　態	地震動作用時の取扱	摘　要
一般雑貨埠頭の場合 エプロン上の荷重： 10～30 kN/m^2	・設計条件で考慮した地震が、将来発生する荷重の存否状態を十分予測して決定 ・地震動作用時の積載荷重をレベル1信頼性設計法に用いる場合には、積載荷重の平均値を特性値とし、これに部分係数0.5を乗じた値を用いる	・不等分布荷重は等分布荷重に置換えて計算することができる。（大きな集中荷重は、利用形態を調査し積載荷重の大きさを決定）

（2）活荷重

活荷重として自動車荷重を考慮する場合は、「道路橋示方書・同解説」（日本道路協会）[3] に規定されているB活荷重を使用します。なお、群集荷重については、5 kN/m^{2}を標準とします。

4.1.4 地震動および耐震性能照査法

（1）地震動

2007年に改定される以前の「港湾基準（1999年版）」では、レベル1地震動に対する設計で用いる震度は、「地域別震度」を基準とし、これに表層地盤における地震動の増幅を考慮した「地域種別係数」と構造物の重要度を考慮した「重要度係数」を乗じて設定されてきました。また、レベル2地震動に対する耐震性能照査では、八戸波や神戸ポートアイランド波の最大加速度を調整した波形（震源距離との関係から調整）を用いるケースが多く、設計対象地点とはかならずしも一致しない地点で観測された地震動の加速度時刻歴波形を用いて地震応答解析が行われてきました。

しかしながら、地震動は図-4.1.1に示すように震源における断層の大きさや破壊の起こり方（震源特性）、地震動が伝搬する際の減衰の影響（伝搬経路特性）、対象地点周辺の地盤の特性（サイト特性）に依存することが知られています。また、対象構造物の応答は、加速度の大小だけではなく周波数成分の違いの影響を受けるため、設計で用いる地震動はこれら上記の諸特性を適切に考慮することが望ましく、「港湾基準（2007年版）」では、レベル1、レベル2地震動のいずれに対しても、上記諸特性を反映した工学

的基盤における地震動の加速度時刻歴波形を用いることになりました。

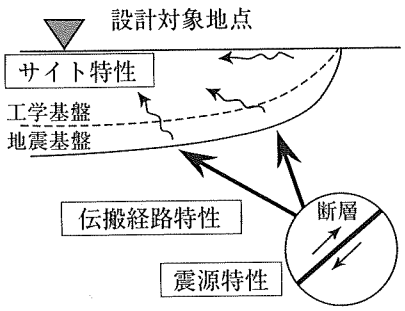


図-4.1.1　地震動に影響を与える要因

1）レベル1地震動

レベル1地震動は、設計供用期間中に発生する可能性の高い地震と定義され、対象地点での地震の発生確率などを考慮したうえで、地震動のいずれの周波数成分においても再現期間が75年となるような時刻歴波形として設定されています。全国の港湾の時刻歴波形は、国土技術政策総合研究所のホームページからダウンロードが可能です。

2）レベル2地震動

レベル2地震動は、対象地点で発生すると想定される地震で、最大規模の強さを有する地震動と設定されています。レベル2地震動の時刻歴波形の算定手法として「港湾基準（2007年版）」には、対象地点の地震動を小規模な地震動（統計的に処理したもの）で評価し、それを重ね合わせて大地震の揺れを予測する手法（統計的グリーン関数法）が紹介されています。具体的な計算手法は、野津らの論文[4]に詳しく記載されており、計算プログラムもCD-ROMで公開されています。

（2）耐震性能照査法

地震動の考え方の変更にともない、「港湾基準（2007年版）」では、耐震性能照査法についても変更されることになりました。レベル2地震動に関しては、これまでも非線形の地震応答解析が標準的な方法として用いられてきたので大きな変更はありませんが、レベル1地震動に対しては大きく変更されることになりました。レベル1地震動に対する標準的な耐震性能照査フローを図-4.1.2に示します。ここで、大きな変更点は、レベル1地震動が工学的基盤の加速度時刻歴波形で与えられるため、照査用震度khを算出する際には、1次元地震応答計算で1/β地点や地表面での加速度時刻歴を求める必要があることです。

1次元地震応答計算で用いられるプログラムとしては、地盤のせん断弾性係数と減衰定数がひずみ依存する特性を等価線形化手法で考慮したプログラムSHAKE[5]や、地盤の液状化まで考慮可能な有効応力解析法に基づく地震応答解析プログラムFLIP[6]があります。

SHAKEは、設定する地盤定数が少ないため、解析担当者が異なってもおおむね同じ計算結果が得られる特徴を有し、実務でも多用されていましたが、高周波成分を過小評価する問題点を有しているほか、地盤のひずみが大きくなる（約0.5～1.0%）場合には適用範囲外となるなど、SHAKEを用いる際には注意が必要です。

一方、FLIPは適切な地盤定数を設定することで、表層地盤の地震動の増幅を再現できることが確認されています。しかし、設定する地盤定数が多いため、解析担当者の習熟度によって答えが異なってしまう

可能性があります。その対策として、一般的な地盤定数（単位堆積重量やＮ値など）から、FLIP用の入力データを作成するプログラム1D-MAKERが国土技術政策総合研究所ホームページで公開されています。なお、１次元地震応答計算で用いるプログラムはFLIPに限定されているわけではなく、「港湾基準（2007年版）」の「第４編第５章係留施設」の「２岸壁」に１次元地震応答計算例が記載されており、その計算例を再現できるプログラムであれば使用しても問題ありません。

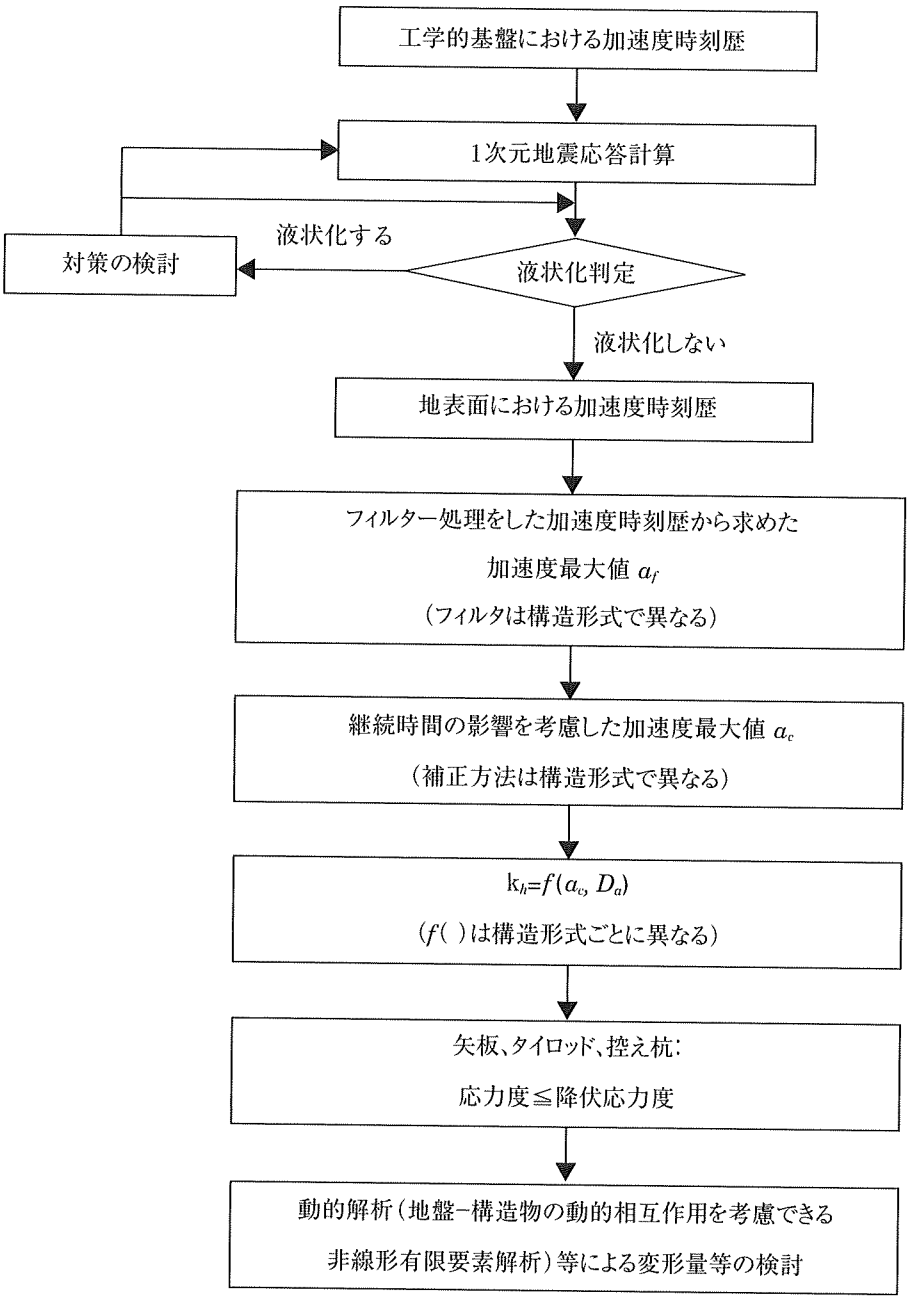


図-4.1.2　レベル１地震動に対する耐震性能照査フロー（参考文献７に加筆）

4.2 自立式鋼矢板壁の設計

自立式鋼矢板壁の設計例を以下に示します。ここでは、永続状態およびレベル1地震動における変動状態についての設計例を記載します。なお、根入れ長、断面力等の計算方法については、2.2.3項をご参照下さい。

1. 設計条件

（1）標高

(i) 天端高　　；C.H. = + 2.00m

(ii) 設計海底面　；D.L. = − 2.50m

(iii) 残留水位　　；R.W.L. = + 0.50m

(iv) 低水位　　；L.W.L. = ± 0.00m

（2）照査用震度

レベル1地震動に関する変動状態における自立矢板式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は、構造特性を勘案して適切に算定するものとします。照査用震度算出式は以下を参照することができます。

(照査用震度の特性値)

$$k_h = 1.40\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.86} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.06$$

k_h；照査用震度、　D_a；変形量許容値（=20cm）、　D_r；基準変形量（=10cm）、

g；重力加速度（=980cm/s^2）　　α_c；補正加速度最大値（cm/s^2）

ここでは一例として、照査用震度の特性値 $k_h = 0.15$ として設計を行います。

（3）上載荷重：q = 10 kN/m^2（永続状態）、q' = 5 kN/m^2（変動状態）

（4）土質条件

(i) 背面土（C.H.～D.L.）

内部摩擦角　；ϕ = 30°

単位体積重量；w = 20 kN/m^3（飽和）w_t = 18 kN/m^3（湿潤）、w' = 10 kN/m^3（水中）

(ii) 海底地盤（D.L.以深）

内部摩擦角　；ϕ = 30°

単位体積重量；w' = 10 kN/m^3（水中）

（5）海水の単位体積重量：w_w = 10.1 kN/m^3

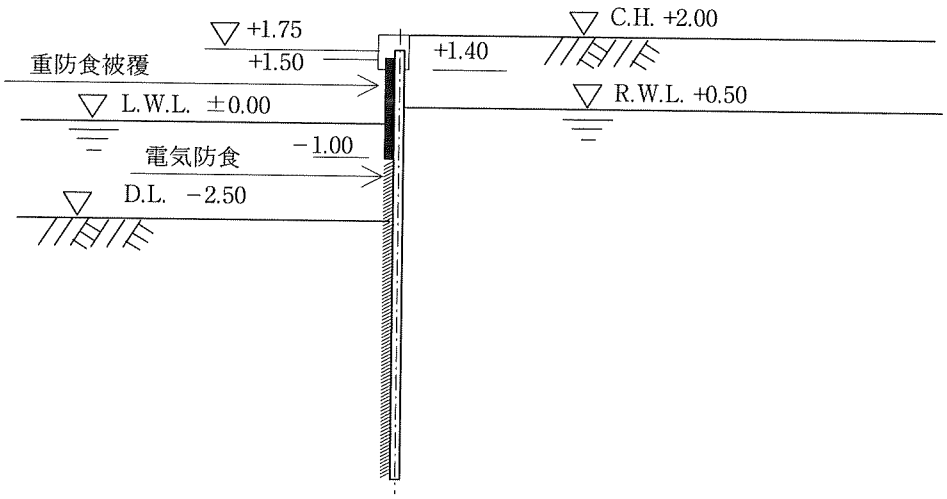


図-4.2.1　検討断面図

（6）壁面摩擦角

砂質土地盤に対する壁面摩擦角は、「港湾基準（2007年版）」[1] の解説欄において通常、常時±(15～20)°、地震時±15°以下としています。ここでは、壁面摩擦角は下記のように設定します。

表-4.2.1　壁面摩擦角

	主　働	受　働
永続状態	$\delta a = +15°$	$\delta p = -15°$
レベル1地震動に関する変動状態	$\delta a = +15°$	$\delta p = -15°$

（7）腐食代

ここでは、前面側スプラッシュゾーンからL.W.L −1.0mまでは重防食被覆を施し、それ以深については電気防食を施すものとします。腐食代は表-4.2.2の腐食速度に耐用年数を乗じて算定します。そのため、海底面以浅については、海側はL.W.L. −1.0m～海底部までの腐食代を考慮し、陸側は土中（残留水位以下）の腐食代を考慮するものとします。また、海底面以深については、海側は海底泥層中の腐食代を考慮し、陸側は土中（残留水位以下）の腐食代を考慮するものとします。

表-4.2.2　鋼材の腐食速度

腐　食　環　境		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L.以上	0.3
	H.W.L.～L.W.L. −1.0mまで	0.1～0.3
	L.W.L. −1.0m～海底部まで	0.1～0.2
	海底泥層中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中（残留水位以上）	0.03
	土中（残留水位以下）	0.02

注）鋼材の腐食速度は片面の値です。

耐用年数を50年としますと、腐食代は下記のように与えられます。なお、電気防食の防食効率は90%とします。

海底面以浅

陸側腐食代；　t_1 = 0.02mm/年× 50年= 1.0mm

海側腐食代；　t_2 = 0.15mm/年× 50年× 0.1 = 0.75mm

海底面以深

陸側腐食代；　t_1 = 0.02mm/年× 50年= 1.0mm

海側腐食代；　t_2 = 0.03mm/年× 50年× 0.1 = 0.15mm

（8）許容変位

施設に許容される変形については、当該施設に求められる機能および当該施設の置かれる状況に応じて適切に設定する必要があります。ここでは、「港湾基準（1999年版）」記載の目安を参考に、鋼矢板頭部の許容変位量を、永続状態5cm、変動状態10cm以内とした場合の計算例を掲載します。

2. 矢板の応力度

2-1. 永続状態

（1）部分係数および設計用値

土圧および残留水圧算定用部分係数、各種設計用値を表-4.2.3～表-4.2.5に示します。

1）土圧、残留水圧計算用部分係数

表-4.2.3 土圧および残留水圧算定用部分係数（永続状態）

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	1.00
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.00
γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度 SY（W）295	1.64
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度 SY（W）390	1.66

* ここで、$\gamma_{\sigma y}$については、鋼材の降伏応力と従来の許容応力の比として算出しました

2）主働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (^\circ) = 15.0\ (^\circ)$

上載荷重　$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1.00 \times 10.0\ (kN/m^2) = 10.0\ (kN/m^2)$

δ_k ； 壁面摩擦角の特性値

δ_d ； 壁面摩擦角の設計用値

q_k ； 上載荷重の特性値

q_d ； 上載荷重の設計用値

表-4.2.4 主働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
2.00 0.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
0.50 −12.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

ϕ_k ； せん断抵抗角の特性値

ϕ_d ； せん断抵抗角の設計用値

w_k ； 単位体積重量の特性値

w_d ； 単位体積重量の設計用値

3）受働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (°) = 15.0\ (°)$

表-4.2.5　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
−2.50 −12.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

4）残留水位に関する設計用値

残留水位　$RWL_d = \gamma_{RWL} \cdot RWL_k = 1.00 \times 0.50\ (m) = 0.50\ (m)$

RWL_k ；残留水位の特性値

RWL_d ；残留水位の設計用値

（2）主働土圧強度および残留水圧強度の算定

主働土圧強度、受働土圧強度、残留水圧強度を表-4.2.6～表-4.2.8に示します。

表-4.2.6　主働土圧強度、残留水圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pa (kN/m²)	Pw (kN/m²)	Pa + Pw (kN/m²)
2.00 0.50	0.00 27.00	10.0 10.0	0.291 0.291	2.91 10.77	0 0	2.91 10.77
0.50 −2.50	27.00 57.00	10.0 10.0	0.291 0.291	10.77 19.51	0 5.05	10.77 24.56
−2.50 −12.50	57.00 157.00	10.0 10.0	0.291 0.291	19.51 48.60	5.05 5.05	24.56 53.65

表-4.2.7　受働土圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Kp \cdot \cos\delta$	Pp (kN/m²)
−2.50 −12.50	0.00 100.00	0.0 0.0	4.807 4.807	0.00 480.70

表-4.2.8　主働側・受働側合力

土層 (m)	Pa + Pw (kN/m^2)	Pp (kN/m^2)	Pa + Pw - Pp (kN/m^2)
2.00	2.91	−	2.91
0.50	10.77	−	10.77
0.50	10.77	−	17.28
−2.50	24.56	−	24.56
−2.50	24.56	0.00	24.56
−12.50	53.65	480.70	−427.05

（3）仮想海底面の計算

表-4.2.8より、Pa + Pw − Pp = 0となる位置は、−2.50m～−12.50m土層内にあります。設計海底面D.L.より仮想海底面までの深さをxとし、比例配分により算定します。

$$\frac{-427.05-24.56}{12.50-2.50}\times x+24.56=0 \qquad x=0.54$$

よって、−3.04m面を仮想海底面とします。

永続状態における矢板応力度算出時の外力荷重を図-4.2.2に示します。

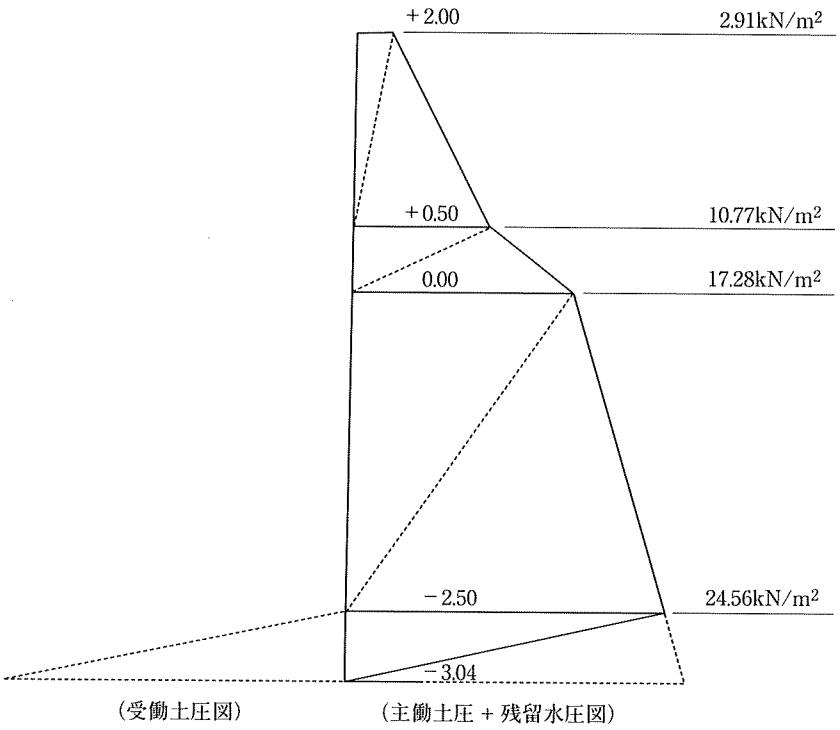


図-4.2.2　外力荷重図

2-2. レベル１地震動に関する変動状態

（１）部分係数および設計用値

土圧および残留水圧算定用部分係数、各種設計用値を表-4.2.9～表-4.2.11に示します。

１）土圧、残留水圧計算用部分係数

表-4.2.9　土圧および残留水圧算定用部分係数（レベル１地震動における変動状態）

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	1.00
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.00
γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
γ_{kh}	照査用震度	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度　SY（W）295	1.10
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度　SY（W）390	1.10

＊ここで，$\gamma_{\sigma y}$については，鋼材の降伏応力と従来の許容応力の比として算出しました

２）主働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (^\circ) = 15.0\ (^\circ)$

上載荷重　　$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1.00 \times 5.0\ (kN/m^2) = 5.0\ (kN/m^2)$

表-4.2.10　主働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
2.00 0.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
0.50 －12.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

３）受働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (^\circ) = 15.0\ (^\circ)$

表-4.2.11　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
－2.50 －12.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

4）残留水位に関する設計用値

残留水位　$RWL_d = \gamma_{RWL} \cdot RWL_k = 1.00 \times 0.50$（m）$= 0.50$（m）

5）照査用震度に関する設計用値

照査用震度　$kh_d = \gamma_{kh} \cdot kh_k = 1.00 \times 0.15 = 0.15$

kh_k：照査用震度の特性値

kh_d：照査用震度の設計用値

（2）主働土圧強度および残留水圧強度の算定

主働土圧強度、受働土圧強度、残留水圧強度を表-4.2.12～表-4.2.14に示します。

表-4.2.12　主働土圧強度、残留水圧強度

土層 (m)	Σ Wd·h (kN/m²)	qd (kN/m²)	Ka·cos δ	Pa (kN/m²)	Pw (kN/m²)	Pa + Pw (kN/m²)
2.00 0.50	0.00 27.00	5.0 5.0	0.393 0.393	1.97 12.59	0 0	1.97 12.59
0.50 －2.50	27.00 57.00	5.0 5.0	0.435 0.435	13.92 26.98	0 5.05	13.92 32.03
－2.50 －12.50	57.00 157.00	5.0 5.0	0.507 0.507	31.43 82.13	5.05 5.05	36.48 87.18

表-4.2.13　受働土圧強度

土層 (m)	Σ Wd·h (kN/m²)	qd (kN/m²)	Ka·cos δ	Pp (kN/m²)
－2.50 －12.50	0.00 100.00	0.0 0.0	3.538 3.538	0.00 353.80

表-4.2.14　主働側・受働側合力

土層 (m)	Pa + Pw (kN/m²)	Pp (kN/m²)	Pa + Pw－Pp (kN/m²)
2.00 0.50	1.97 12.59	－ －	1.97 12.59
0.50 －2.50	13.92 32.03	－ －	13.92 32.03
－2.50 －12.50	36.48 87.18	0.00 353.80	36.48 －266.62

（3）仮想海底面の計算

表-4.2.14より、$P_a + P_w - P_p = 0$となる位置は、−2.50m～−12.50m土層内にあります。設計海底面D.L.より仮想海底面までの深さをxとし、比例配分により算定します。

$$\frac{-266.62-36.48}{12.50-2.50}\times x+36.48=0 \qquad x=1.20$$

よって、−3.70m面を仮想海底面とします。

（4）動水圧の算定

動水圧は式（4.2.1）で算出します。

$$p_{dw}=\frac{7}{8}\cdot k\cdot w_w\cdot\sqrt{H\cdot y} \tag{4.2.1}$$

ここに、p_{dw} ； 動水圧（kN/m^2）

k ； 照査用震度

W_w ； 水の単位体積重量（kN/m^3）

y ； 水面から動水圧を求める点までの深さ（m）

H ； 水深（m）

変動状態における矢板応力度算出時の外力荷重を図-4.2.3に示します。

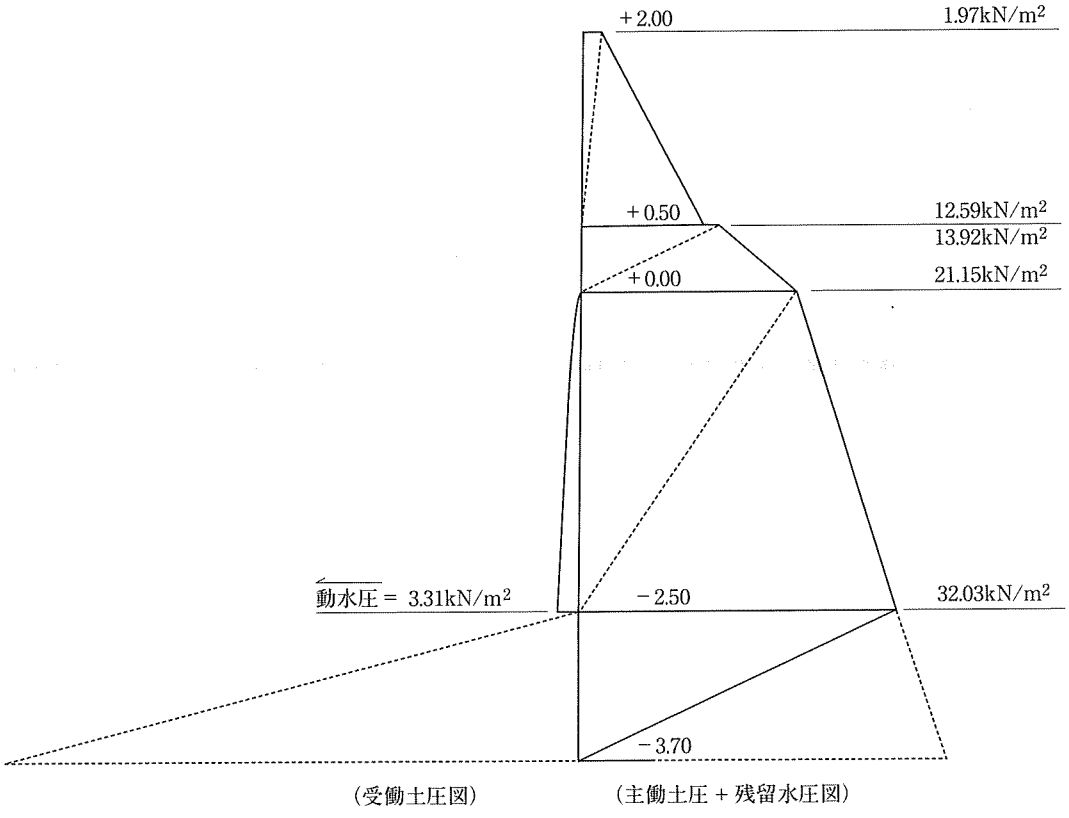


図-4.2.3　外力荷重図

2-3. 矢板の断面性能

IVw型を使用するものとして設計を行います。この場合、鋼矢板壁の断面性能は表-4.2.15の腐食後の数値を用いるものとします。

表-4.2.15 鋼矢板壁の断面性能

項　目	腐食前	腐食後	
		海底面以浅 t_1=1.0 mm t_2=0.75mm	海底面以深 t_1=1.0mm t_2=0.15mm
断面二次モーメント	$I_0 = 567\times10^{-6}$ m^4/m	$I = 505\times10^{-6}$ m^4/m	$I = 527\times10^{-6}$ m^4/m
断面係数	$Z_0 = 270\times10^{-5}$ m^3/m	$Z = 243\times10^{-5}$ m^3/m	$Z = 251\times10^{-5}$ m^3/m

2-4. 横抵抗定数の算出

横抵抗定数の算定には港研方式を用います。海底地盤のN値分布が図-4.2.4に示すS型地盤と判断される場合と、図-4.2.5に示すC型地盤と判断される2ケースに分けられますがここでは、C型地盤について計算を行うものとします。

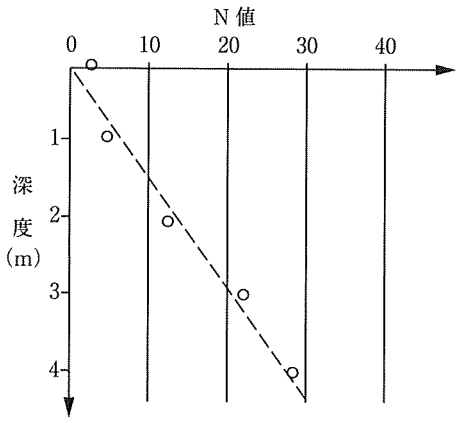


図-4.2.4 海底地盤のN値分布（S型地盤）

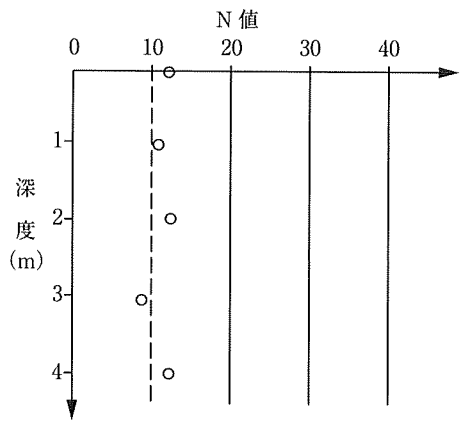
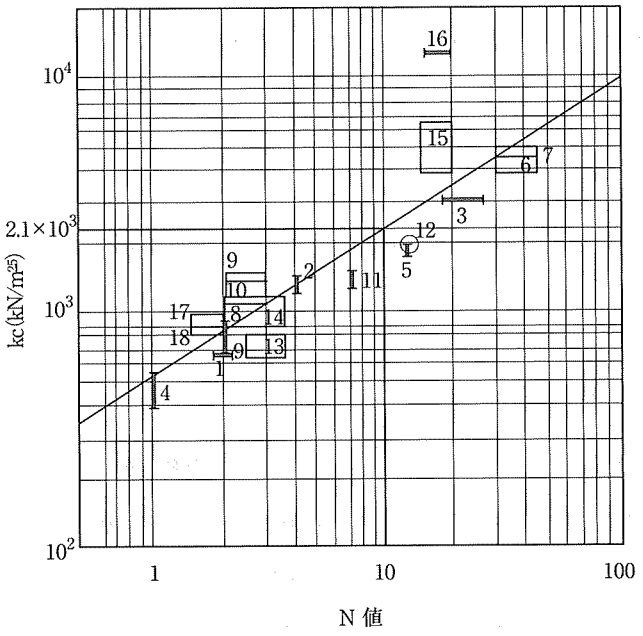


図-4.2.5 海底地盤のN値分布（C型地盤）

2-5. 矢板断面の検討

図-4.2.5より平均N値はN=10となり、図-4.2.6よりkc値を読み取るとkc=2.1 × 10^3kN/$m^{2.5}$となります。よって、壁幅B=1mとして表-2.2.3の基準杭の諸元と鋼矢板壁の諸元を比較すると表-4.2.16, 4.2.17が得られます。



1. 戸畑 K-I （運研）
2. 戸畑 K-III （運研）
3. 戸畑 K-IV （運研）
4. 戸畑 L-II （運研）
5. 戸畑 L-IV （運研）
6. 八軒堀 NO.1
7. 八軒堀 NO.2
8. 大阪 国鉄
9. 八幡製鉄 NO.6
10. 八幡製鉄 NO.9
11. 戸畑予備試験（運研）-1
12. 戸畑予備試験（運研）-2
13. Wagner（Calif.）NO.15
14. Wagner（Calif.）NO.25
15. Wagner（Alaska）-1
16. Wagner（Alaska）-2
17. 東京 国鉄 b
18. 東京 国鉄 A_4
19. 東京 国鉄 B

図-4.2.6 横抵抗定数

表-4.2.16 基準杭と鋼矢板壁の諸元比較（永続状態）

項　目	基準杭 S-pile	原型杭 P-pile	R= 原型杭/基準杭	log R
作用高 (h) (m)	1.0	2.072	$R_x=R_h=$ 2.072	0.316
剛性 (EI) (kN·m²)	10,000	105,500	$R_{EI}=$ 10.546	1.023
横抵抗定数 (B_{kc}) (kN/m$^{2.5}$)	1,000	2,500	$R_{Bk}=$ 2.100	0.322

表-4.2.17　基準杭と鋼矢板壁の諸元比較（変動状態）

項　　目	基準杭 S-pile	原型杭 P-pile	R= 原型杭/基準杭	log R
作用高（h）(m)	1.0	2.406	$R_x=R_h=$ 2.406	0.381
剛　　性（EI）($kN\cdot m^2$)	10,000	105,500	$R_{EI}=$ 10.546	1.023
横抵抗定数（B_{ks}）($kN/m^{2.5}$)	1,000	2657.900	$R_{Bk}=$ 2.100	0.322

次に、表-4.2.16、表-4.2.17で得られた結果を式（2.2.28）に代入して、各諸元比を求めた結果を表-4.2.18に示します。

表-4.2.18　諸元比

記　号	永続状態	変動状態
$\log R_T = \log R_S$	5×0.316－1.023+2×0.322=1.203	5×0.381－1.023+2×0.322=1.528
$\log R_M$	6×0.316－1.023+2×0.322=1.520	6×0.381－1.023+2×0.322=1.910
$\log R_i$	7×0.316－2×1.023+2×0.322=0.813	7×0.381－2×1.023+2×0.322=1.267
$\log R_y$	8×0.316－2×1.023+2×0.322=1.130	8×0.381－2×1.023+2×0.322=1.649

よってlogTsは、$T_P = B \cdot H_0$として、式（2.2.29）より求められます。

（i）永続状態：　$logTS = log\ (76.25) - (1.203) = 0.679$

（ii）変動状態：　$logTS = log\ (113.63) - (1.528) = 0.524$

表-4.2.19　基準曲線の読取値（永続状態）

N	log T	log M_{max}	log l_{ml}	log y_0	log i_0
1	1.0	1.0715	0.3552	－3.0210	－2.8355
2	0.5	0.5527	0.2595	－3.7451	－3.4555
△（1－2）	0.5	0.5188	0.0957	0.7241	0.6200

表-4.2.20　基準曲線の読取値（変動状態）

N	log T	log M_{max}	log l_{ml}	log y_0	log i_0
1	1.0	1.0715	0.3552	－3.0210	－2.8355
2	0.5	0.5527	0.2595	－3.7451	－3.4555
△（1－2）	0.5	0.5188	0.0957	0.7241	0.6200

表-4.2.19、表-4.2.20の読取値を式（2.2.30）で補間し、基準杭の諸量を求めると表-4.2.21が得られます。

表-4.2.21　基準杭の諸量

記　号	常　　時	地　震　時
$\log(M_{max})_S$	$0.5527+[0.6788-(-0.5)]\times\frac{0.5188}{0.5}=0.7383$	$0.5527+[0.5244-(-0.5)]\times\frac{0.5188}{0.5}=0.5780$
$\log(l_{ml})_S$	$0.2595+[0.6788-(-0.5)]\times\frac{0.0957}{0.5}=0.2937$	$0.2595+[0.5244-(-0.5)]\times\frac{0.0957}{0.5}=0.2642$
$\log(y_0)_S$	$-3.7451+[0.6788-(-0.5)]\times\frac{0.7241}{0.5}=-3.4861$	$-3.7451+[0.5244-(-0.5)]\times\frac{0.7241}{0.5}=-3.7097$
$\log(i_0)_S$	$-3.4555+[0.6788-(-0.5)]\times\frac{0.6200}{0.5}=-3.2338$	$-3.4555+[0.5244-(-0.5)]\times\frac{0.6200}{0.5}=-3.4252$

表-4.2.21の結果を式（2.2.31）に代入して鋼矢板壁の諸量を求めると表-4.2.22が得られます。

表-4.2.22　鋼矢板壁の諸量

K	永続状態		変動状態	
	log K	K	log K	K
M_{max}	0.7383 + 1.5198 = 2.2581	181 kN·m	0.5780 + 1.9130 = 2.4910	310 kN·m
l_{ml}	0.2937 + 0.3164 = 0.6101	4.08 m	0.2642 + 0.3820 = 0.6461	4.43 m
y_0	−3.4861 + 1.1295 = −2.3566	0.0044 m	−3.7097 + 1.6538 = −2.0559	0.0088 m
i_0	−3.2338 + 0.8131 = −2.4206	3.796×10^{-3} rad	−3.4252 + 1.2719 = −2.1534	7.025×10^{-3} rad

よって、鋼矢板の曲げ応力度σは次のようになります。

$$\frac{\gamma_a \cdot M_{max}}{Z} \leqq \sigma_{yd}$$

ここに、 γ_a ； 構造解析係数（永続状態； 1.64、変動状態； 1.10）

M_{max} ； 矢板壁に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

Z ； 矢板の断面係数（cm^3）

σ_{yd} ； 鋼材の曲げ降伏強度（N/mm^2）　（$= \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 295 = 295\ N/mm^2$）

（i）永続状態

$$\sigma = \frac{1.64\times181\times10^6}{2510\times10^3} = 118\ (N/mm^2) \leqq 29\ (N/mm^2) \quad \cdots \text{OK}$$

(ii) 変動状態

$$\sigma = \frac{1.10 \times 310 \times 10^6}{2510 \times 10^3} = 136\,(\mathrm{N/mm^2}) \leqq 295\,(\mathrm{N/mm^2}) \quad \cdots \ OK$$

また、腐食後の断面二次モーメントは海底面以浅で最小となるため、海底面以浅においても曲げ応力度の照査を行う必要があります。海底面以浅における曲げモーメントはM_{max}以下になるので、ここでは安全側を考慮して上述のM_{max}を用いて検討を行います。

(i) 永続状態

$$\sigma = \frac{1.64 \times 158 \times 10^6}{2430 \times 10^3} = 107\,(\mathrm{N/mm^2}) \leqq 295\,(\mathrm{N/mm^2}) \quad \cdots \ OK$$

(ii) 変動状態

$$s = \frac{1.10 \times 274 \times 10^6}{2430 \times 10^3} = 124\ (\mathrm{N/mm^2}) \leqq 295\,(\mathrm{N/mm^2}) \quad \cdots \ OK$$

3. 矢板の根入れ長、頭部水平変位

矢板の変位量は以下のように算定されます。

(i) 永続状態

$$\delta = y_0 + i_0\ (h+x) + \delta_3 = 0.0044 + 3.796 \times 10^{-3} \leqq (4.50 + 0.54) + 0.0083$$
$$= 0.0318\ (\mathrm{m}) = 3.18\mathrm{cm} \leqq 5\mathrm{cm} \cdots \mathrm{OK}$$

(ii) 変動状態

$$\delta = y_0 + i_0\ (h+x) + \delta_3 = 0.0088 + 7.025 \times 10^{-3} \leqq (4.50 + 1.20) + 0.0183$$
$$= 0.0671\ (\mathrm{m}) = 6.71\mathrm{cm} \leqq 10\mathrm{cm} \cdots OK$$

次に、鋼矢板天端の標高を+1.75mとして鋼矢板長lを求めます。このとき、鋼矢板の必要根入れ長は、曲げモーメント第1ゼロ点l_{m1}の1.5倍の長さが必要となります。また、根入れ長を算定するときの鋼矢板の断面性能は腐食前のものを用います。

(i) 永続状態

$l_{m1} = 4.13\mathrm{m}$(腐食前), $\quad l = 4.25 + 0.54 + 1.5 \times 4.13 = 10.99\,(\mathrm{m})$

(ii) 変動状態

$l_{m1} = 4.49\mathrm{m}$(腐食前), $\quad l = 4.25 + 1.20 + 1.5 \times 4.49 = 12.19\,(\mathrm{m})$

以上の検討結果から使用鋼矢板は、IVw型 l = 12.5m となります。

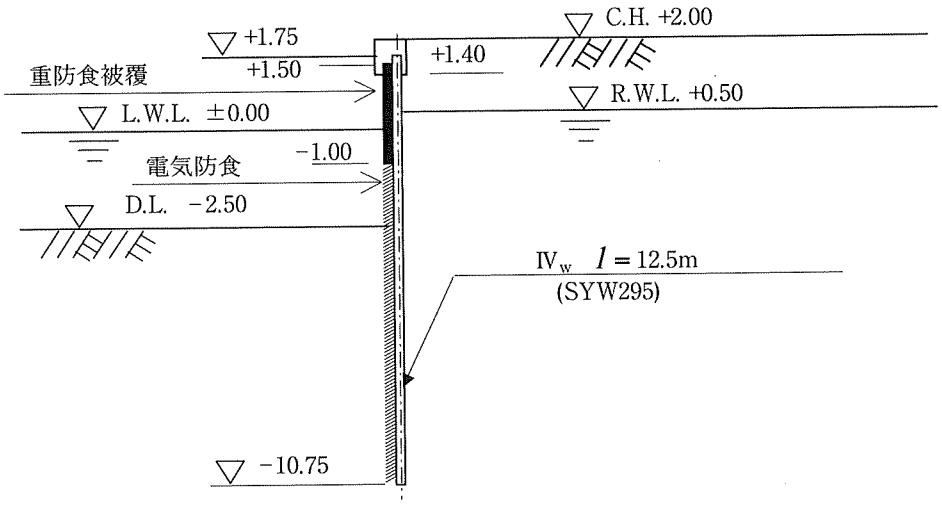


図-4.2.7　標準断面図（C型地盤）

4.3 タイロッド式鋼矢板壁の設計

タイロッド式鋼矢板壁（耐震強化施設以外）の設計例を以下に示します。なお、根入れ長、断面力等の計算方法については、2.2.4 をご参照下さい。

1. 設計条件

（1）標高

（i） 天端高 ；C.H. = + 3.50m

（ii） 設計海底面 ；D.L. = − 7.00m

（iii） 残留水位 ；R.W.L. = + 1.50m

（iv） 低水位 ；L.W.L. = ± 0.00m

（v） タイロッド取付点 ；T.R.L. = + 2.50m

（2）照査用震度

レベル1地震動に関する変動状態における矢板式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は、構造特性を勘案して適切に算定するものとします。照査用震度算出式は以下を参照することができます。

（照査用震度の特性値）

$$k_h = 1.91\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.69} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.03 \quad \cdots \quad \text{控え直杭式，控え矢板式}$$

$$k_h = 1.32\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.74} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.05 \quad \cdots \quad \text{控え組杭式}$$

k_h ；照査用震度、 D_a ；変形量許容値（=15cm）、 D_r ；基準変形量（=10cm）、

g ；重力加速度（=980cm/s^2） α_c ；補正加速度最大値（cm/s^2）

今回の条件から、照査用震度の特性値 $k_h = 0.18$ として設計を行います。

（3）上載荷重： q = 20 kN/m^2（永続状態）、q' = 10 kN/m^2（変動状態）

（4）土質条件

（i）背面土（C.H. ～ D.L.）

内部摩擦角 ；ϕ = 30°

単位体積重量； w = 20 kN/m^3（飽和）、w_t = 18 kN/m^3（湿潤）、w' = 10 kN/m^3（水中）

（ii）海底地盤（D.L. 以深）

内部摩擦角 ；ϕ = 30°

単位体積重量； w' = 10 kN/m^3（水中）

（5）海水の単位体積重量： $w_w = 10.1\ kN/m^3$

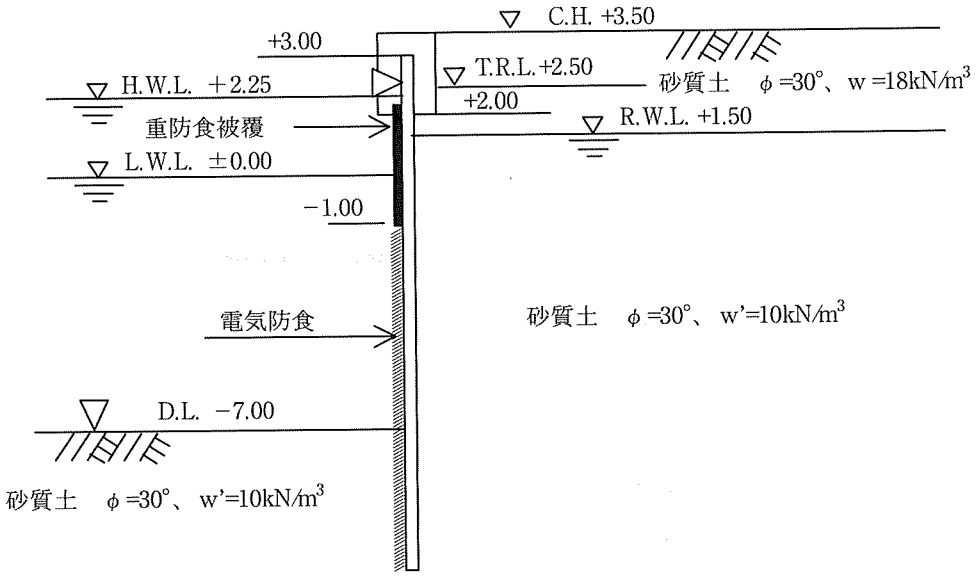


図-4.3.1　検討断面図

（6）壁面摩擦角

砂質土地盤に対する壁面摩擦角は、4.2と同様に以下の値とします。

$\delta_a = +15°$ （主働）　　$\delta_P = -15°$ （受働）

（7）腐食代

腐食代については、4.2.2項と同様に以下の値とします。

海底面以浅

海側腐食代；　$t_1 = 0.15mm/年 \times 50年 \times 0.1 = 0.75mm$

陸側腐食代；　$t_2 = 0.02mm/年 \times 50年 = 1.0mm$

海底面以深

海側腐食代；　$t_1 = 0.03mm/年 \times 50年 \times 0.1 = 0.15mm$

陸側腐食代；　$t_2 = 0.02mm/年 \times 50年 = 1.0mm$

以上より海底面以浅において最も腐食が進行することが分かります。また、断面計算の際には仮想梁法として、タイロッド取付点及び海底面に設けた仮想点によって支えられた単純梁とみなして計算することから、腐食代については海底面以浅の値を用いることとします。

2. 矢板の検討

2-1. 永続状態

2-1-1. 根入れ長の算出

（1）部分係数および設計用値

土圧および残留水圧算定用部分係数、各種設計用値を表-4.3.1～表-4.3.3に示します。

1）部分係数

表-4.3.1 根入れ長算出時の土圧および残留水圧算定用部分係数

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	0.75
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.00
γ_{δ}	壁面摩擦角	0.90
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
γ_{a}	構造解析係数	1.00

2）主働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角 $\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 0.90 \times 15\ (^\circ) = 13.5\ (^\circ)$

上載荷重 $q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1.00 \times 20.0\ (\mathrm{kN/m^2}) = 20.0\ (\mathrm{kN/m^2})$

表-4.3.2 主働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
3.50 1.50	30.0	0.433	23.4	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
1.50 −7.00	30.0	0.433	23.4	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
−7.00 −20.00	30.0	0.433	23.4	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

3）受働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 0.90 \times -15\ (°) = -13.5\ (°)$

表-4.3.3　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
−7.00 −20.00	30.0	0.433	23.4	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

4）残留水位に関する設計用値

残留水位　$RWL_d = \gamma_{RWL} \cdot RWL_k = 1.00 \times 1.50\ (m) = 1.50\ (m)$

（2）主働土圧強度および残留水圧強度の算定

主働土圧強度、受働土圧強度、残留水圧強度を表-4.3.4～表-4.3.6に示します。

表-4.3.4　主働土圧強度、残留水圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pa (kN/m²)	Pw (kN/m²)	Pa + Pw (kN/m²)
3.50 2.50	0.00 18.00	20.0 20.0	0.377 0.377	7.53 14.32	0 0	7.53 14.32
2.50 1.50	18.00 36.00	20.0 20.0	0.377 0.377	14.32 21.10	0 0	14.32 21.10
1.50 0.00	36.00 51.00	20.0 20.0	0.377 0.377	21.10 26.75	0 15.15	21.10 41.90
0.00 −7.00	51.00 121.00	20.0 20.0	0.377 0.377	26.75 53.12	15.15 15.15	41.90 68.27
−7.00 −20.00	121.00 251.00	20.0 20.0	0.377 0.377	53.12 102.09	15.15 15.15	68.27 117.24

表-4.3.5　受働土圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pp (kN/m²)
−7.00 −20.00	0.00 130.00	0.0 0.0	3.305 3.305	0.00 429.70

表-4.3.6　主働側・受働側合力

土層 (m)	Pa + Pw (kN/m^2)	Pp (kN/m^2)	Pa + Pw − Pp (kN/m^2)
3.50 2.50	7.53 14.32	− −	7.53 14.32
2.50 1.50	14.32 21.10	− −	14.32 21.10
1.50 0.00	21.10 41.90	− −	21.10 41.90
0.00 −7.00	41.90 68.27	− −	41.90 68.27
−7.00 −20.00	68.27 117.24	0.00 429.70	68.27 −312.46

（3）根入れ長の計算

矢板の根入れ長は、土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメントのつり合いより、次式を満足するように算定します。

$$M_p \geq \gamma_a \cdot M_a$$

ここに、 M_p；受働土圧によるタイ材取付け点に関するモーメント（kN·m/m）

M_a；主働土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメント（kN·m/m）

γ_a；構造解析係数（=1.00）

表-4.3.7　主働土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメント

土層 (m)	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	$\gamma_a \cdot M_a$ (kN·m/m)
3.50 2.50	3.77 7.16	−0.67 −0.33	−2.51 −2.38	−4.90
2.50 1.50	7.16 10.55	0.33 0.67	2.38 7.04	4.52
1.50 0.00	15.82 31.42	1.50 2.00	23.73 62.84	91.10
0.00 −7.00	146.64 238.93	4.83 7.17	708.69 1712.40	2512.19
−7.00 −20.00	443.72 762.03	13.83 18.17	6138.01 13843.87	22494.07

表-4.3.8　受働土圧によるタイ材取付け点に関するモーメント

土層 (m)	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	$\gamma_a \cdot M_a$ (kN·m/m)
−7.00	0.00	13.83	0.00	
−20.00	2793.06	18.17	50741.58	50741.58

ここに、　S；水平力（kN/m）

l；タイ材取付け点からの距離（m）

M_a；タイ材取付け点まわりの主働側モーメント（kN·m/m）

M_p；タイ材取付け点まわりの受働側モーメント（kN·m/m）

主働側モーメントと受働側モーメントを比較し、等しくなる位置（−7.00m ～ −20.00m）を計算で求めます。

$$M_p = \gamma_a \cdot M_a$$

海底面位置（標高：－7.00m）からの距離をXとして計算すると、X=6.30mとなります。

したがって、永続状態の根入れ深度は、D = －7.00 － 6.30 = －13.30mとなります。

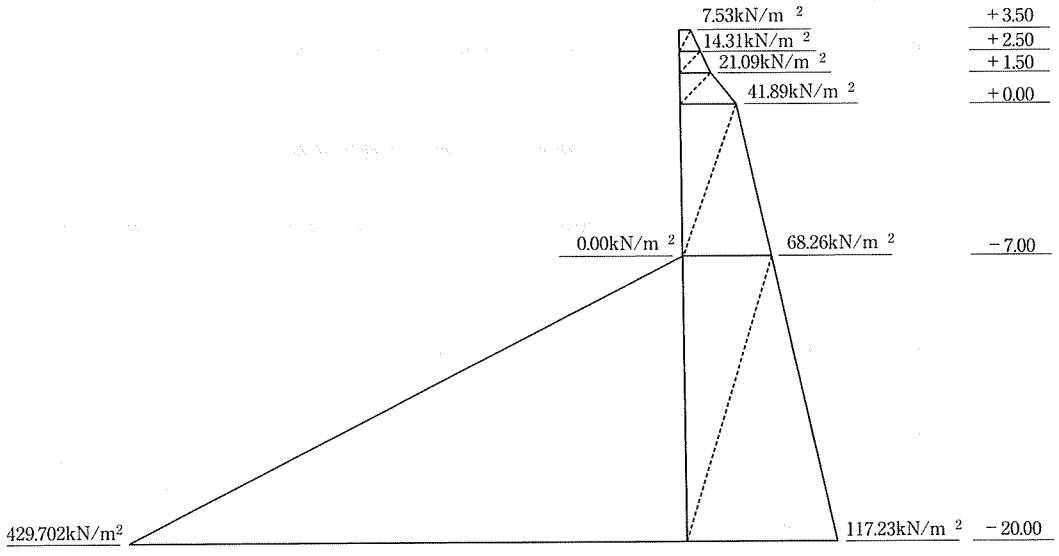


図-4.3.2　根入れ長算出時の永続状態荷重図

2-1-2. 最大曲げモーメントの算出

（1）部分係数および設計用値

土圧および残留水圧算定用部分係数、各種設計用値を表-4.3.9～表-4.3.11に示します。

1）部分係数

表-4.3.9　根入れ長算出時の土圧および残留水圧算定用部分係数

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	0.85
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.05
γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度　SY（W）295, SY（W）390	1.00
γ_{a}	構造解析係数	1.00

2）主働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (^\circ) = 15.0\ (^\circ)$

上載荷重　$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1.00 \times 20.0\ (\mathrm{kN/m^2}) = 20.0\ (\mathrm{kN/m^2})$

表-4.3.10　主働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
3.50 1.50	30.0	0.491	26.1	18.0	18.9	10.0	10.5	20.0	21.0
1.50 −7.00	30.0	0.491	26.1	18.0	18.9	10.0	10.5	20.0	21.0
−7.00 −20.00	30.0	0.491	26.1	18.0	18.9	10.0	10.5	20.0	21.0

3）受働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times -15\ (°) = -15.0\ (°)$

表-4.3.11　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
−7.00 −20.00	30.0	0.491	26.1	18.0	18.9	10.0	10.5	20.0	21.0

4）残留水位に関する設計用値

残留水位　$RWL_d = \gamma_{RWL} \cdot RWL_k = 1.00 \times 1.50\ (m) = 1.50\ (m)$

（2）主働土圧強度および残留水圧強度の算定

主働土圧強度、受働土圧強度、残留水圧強度を表-4.3.12～表-4.3.14に示します。

表-4.3.12　主働土圧強度、残留水圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pa (kN/m²)	Pw (kN/m²)	Pa + Pw (kN/m²)
3.50 2.50	0.00 18.90	20.0 20.0	0.337 0.337	6.74 13.11	0 0	6.74 13.11
2.50 1.50	18.90 37.80	20.0 20.0	0.337 0.337	13.11 19.47	0 0	13.11 19.47
1.50 0.00	37.80 66.15	20.0 20.0	0.337 0.337	19.47 24.78	0 15.15	19.47 39.93
0.00 −7.00	66.15 127.05	20.0 20.0	0.337 0.337	24.78 49.54	15.15 15.15	39.93 64.69
−7.00 −20.00	127.05 263.55	20.0 20.0	0.337 0.337	49.54 95.53	15.15 15.15	64.69 110.68

表-4.3.13　受働土圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m²)	q_d (kN/m²)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pp (kN/m²)
−7.00 −20.00	0.00 136.50	0.0 0.0	3.933 3.933	0.00 536.87

表-4.3.14　主働側・受働側合力

土層 (m)	Pa + Pw (kN/m^2)	Pp (kN/m^2)	Pa + Pw − Pp (kN/m^2)
3.50	6.74	−	6.74
2.50	13.11	−	13.11
2.50	13.11	−	13.11
1.50	19.47	−	19.47
1.50	19.47	−	19.47
0.00	39.93	−	39.93
0.00	39.93	−	39.93
−7.00	64.69	−	64.69
−7.00	64.69	0.00	64.69
−20.00	110.68	536.87	−426.19

（3）最大曲げモーメントの算出

仮想海底面は、海底面位置（−7.00 m 面）とします。タイ材取付け点に関するモーメントを以下に示します。

表-4.3.15　タイ材取付け点に関するモーメント

番号	算　式	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)
1	1/2 × 6.74 × 1.00	3.37	−0.67	−2.25
2	1/2 × 13.11 × 1.00	6.55	−0.33	−2.18
3	1/2 × 13.11 × 1.00	6.55	0.33	2.18
4	1/2 × 19.47 × 1.00	9.74	0.67	6.49
5	1/2 × 19.47 × 1.50	14.61	1.50	21.91
6	1/2 × 39.93 × 1.50	29.95	2.00	59.89
7	1/2 × 39.93 × 7.00	139.75	4.83	675.42
8	1/2 × 64.69 × 7.00	226.42	7.17	1622.74
合　計		436.93	−	2384.21

ここに、

S: 水平力 (kN/m)、l: タイ材取付け点からの距離 (m)、M: タイ材取付け点まわりのモーメント (kN·m/m)

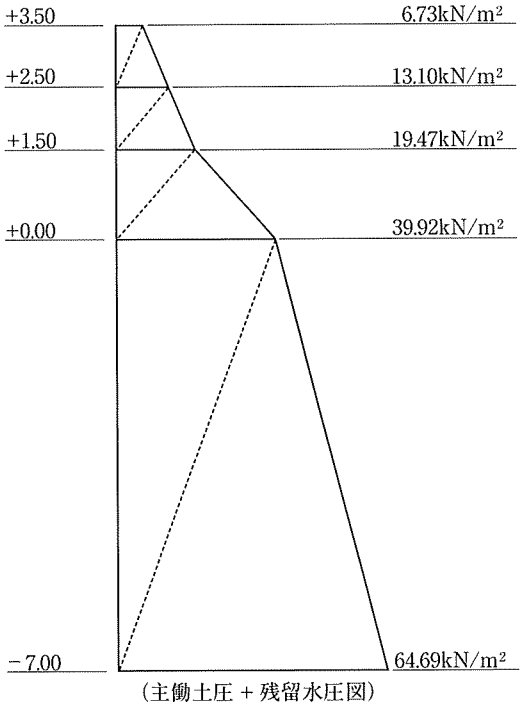


図-4.3.3　主働土圧十残留水圧　荷重図

矢板の支点間の距離 l_T は、$l_T = 2.50 - (-7.00) = 9.50$ (m)

仮想海底面での反力 R_D は、$R_D = \Sigma M / l_T = 2384.21 / 9.50 = 250.97$ (kN/m)

タイ材取付け点での反力 A_P は、$A_P = \Sigma S - R_D = 436.93 - 250.97 = 185.96$ (kN/m)

最大曲げモーメントが生じる位置 (せん断力 0 点) は 0.00m ～ −7.00m の間であり、$dMx / dx = 0$ を解くことで求められます。これより、$x = 2.59$ (m) となります。

これより、タイ材取付け点から最大曲げモーメント発生位置までの距離 h は、$h = 2.50 - (-2.59) = 5.09$ (m)、最大曲げモーメントは、$M_{max} = A_P \times h + \Sigma M = 185.96 \times 5.09 - 417.92 = 528.25$ (kN·m/m) となります。

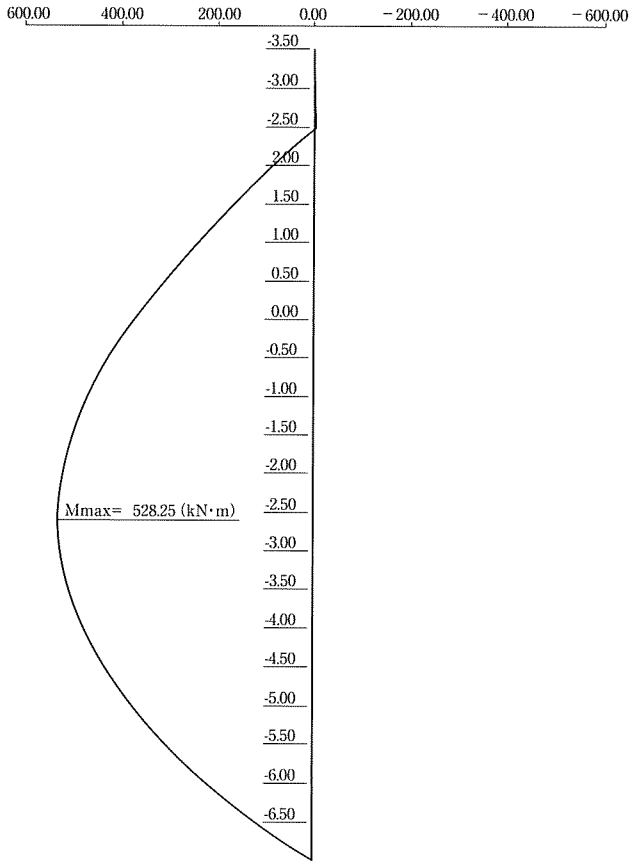


図-4.3.4　矢板に生じる曲げモーメント図

2-2. レベル1地震動に関する変動状態

2-2-1. 根入れ長の算出

（1）部分係数および設計用値

土圧および残留水圧算定用部分係数、各種設計用値を表-4.3.16～表-4.3.18に示します。

1）部分係数

表-4.3.16　根入れ長算出時の土圧および残留水圧算定用部分係数

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	1.00
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.00
γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
γ_{kh}	照査用震度	1.00
γ_{a}	構造解析係数	1.20

2）主働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times 15\ (°) = 15.0\ (°)$

上載荷重　$q_d = \gamma_q \cdot q_k = 1.00 \times 10.0\ (kN/m^2) = 10.0\ (kN/m^2)$

表-4.3.17　主働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
3.50 1.50	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
1.50 −7.00	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0
−7.00 −20.00	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

3）受働側土層に関する設計用値

壁面摩擦角　$\delta_d = \gamma_\delta \cdot \delta_k = 1.00 \times -15\ (°) = -15.0\ (°)$

表-4.3.18　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	$\tan\phi_d$	ϕ_d (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		飽和重量 (kN/m³)	
				w_k	w_d	w_k	w_d	w_k	w_d
−7.00 −20.00	30.0	0.577	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	20.0	20.0

4）残留水位に関する設計用値

残留水位　$RWL_d = \gamma_{RWL} \cdot RWL_k = 1.00 \times 1.50\ (m) = 1.50\ (m)$

5）照査用震度に関する設計用値

照査用震度　$kh_d = \gamma_{kh} \cdot kh_k = 1.00 \times 0.18 = 0.18$

（２）主働土圧強度および残留水圧強度の算定

主働土圧強度、受働土圧強度、残留水圧強度、動水圧強度を表-4.3.19～表-4.3.21に示します。

表-4.3.19　主働土圧強度、残留水圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m^2)	q_d (kN/m^2)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pa (kN/m^2)	Pw (kN/m^2)	p_{dw} (kN/m^2)	Pa + Pw+P_{dw} (kN/m^2)
3.50	0.00	10.0	0.419	4.19	0	0	4.19
2.50	18.00	10.0	0.419	11.72	0	0	11.72
2.50	18.00	10.0	0.419	11.72	0	0	11.72
1.50	36.00	10.0	0.419	19.26	0	0	19.26
1.50	36.00	10.0	0.419	23.35	0	0	23.35
0.00	51.00	10.0	0.419	30.97	15.15	0	46.12
0.00	51.00	10.0	0.419	30.97	15.15	0	46.12
−7.00	121.00	10.0	0.419	66.51	15.15	11.14	92.79
−7.00	121.00	10.0	0.419	74.40	15.15	0	89.55
−20.00	251.00	10.0	0.419	148.22	15.15	0	163.37

表-4.3.20　受働土圧強度

土層 (m)	$\Sigma W_d \cdot h$ (kN/m^2)	q_d (kN/m^2)	$Ka \cdot \cos\delta$	Pp (kN/m^2)
−7.00	0.00	0.0	3.260	0.00
−20.00	130.00	0.0	3.260	423.79

表-4.3.21　主働側・受働側合力

土層 (m)	Pa + Pw + P_{dw} (kN/m^2)	Pp (kN/m^2)	Pa + Pw + P_{dw} − Pp (kN/m^2)
3.50	4.19	−	4.19
2.50	11.72	−	11.72
2.50	11.72	−	11.72
1.50	19.26	−	19.26
1.50	23.35	−	23.35
0.00	46.12	−	46.12
0.00	46.12	−	46.12
−7.00	92.79	−	92.79
−7.00	89.55	0.00	89.55
−20.00	163.37	423.79	−260.42

（3）根入れ長の計算

矢板の根入れ長は、土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメントのつり合いより、次式を満足するように算定します。

$M_p \geqq \gamma_a \cdot M_a$

ここに、 M_p；受働土圧によるタイ材取付け点に関するモーメント（kN·m/m）

M_a；主働土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメント（kN·m/m）

γ_a；構造解析係数（=1.20）

表-4.3.22　主働土圧および残留水圧によるタイ材取付け点に関するモーメント

土層 (m)	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	$\gamma_a \cdot M_a$ (kN·m/m)
3.50 2.50	2.09 5.86	−0.67 −0.33	−1.40 −1.95	−4.02
2.50 1.50	5.86 9.63	0.33 0.67	1.95 6.42	6.03
1.50 0.00	17.52 34.59	1.50 2.00	26.27 69.18	120.58
0.00 −7.00	23.06 46.40	2.83 9.17	65.33 425.32	3929.43
−7.00 −20.00	582.04 1061.92	13.83 18.17	8051.39 19291.86	36741.33

表-4.3.23　受働土圧によるタイ材取付け点に関するモーメント

土層 (m)	S (kN/m)	l (m)	M (kN·m/m)	$\gamma_a \cdot M_a$ (kN·m/m)
−7.00 −20.00	0.00 2754.62	13.83 18.17	0.00 50043.11	50043.11

ここに、 S；水平力（kN/m）

l；タイ材取付け点からの距離（m）

M_a；タイ材取付け点まわりの主働側モーメント（kN·m/m）

M_p；タイ材取付け点まわりの受働側モーメント（kN·m/m）

主働側のモーメント受働側モーメントを比較し、等しくなる位置（−7.00m ～ −20.00m）を計算で求めます。

$M_p = \gamma_a \cdot M_a$

海底面位置（標高：−7.00m）からの距離をXとして計算すると、X=9.52mとなります。

したがって、永続状態の根入れ深度は、D = −7.00 − 9.52 = −16.52m となります。

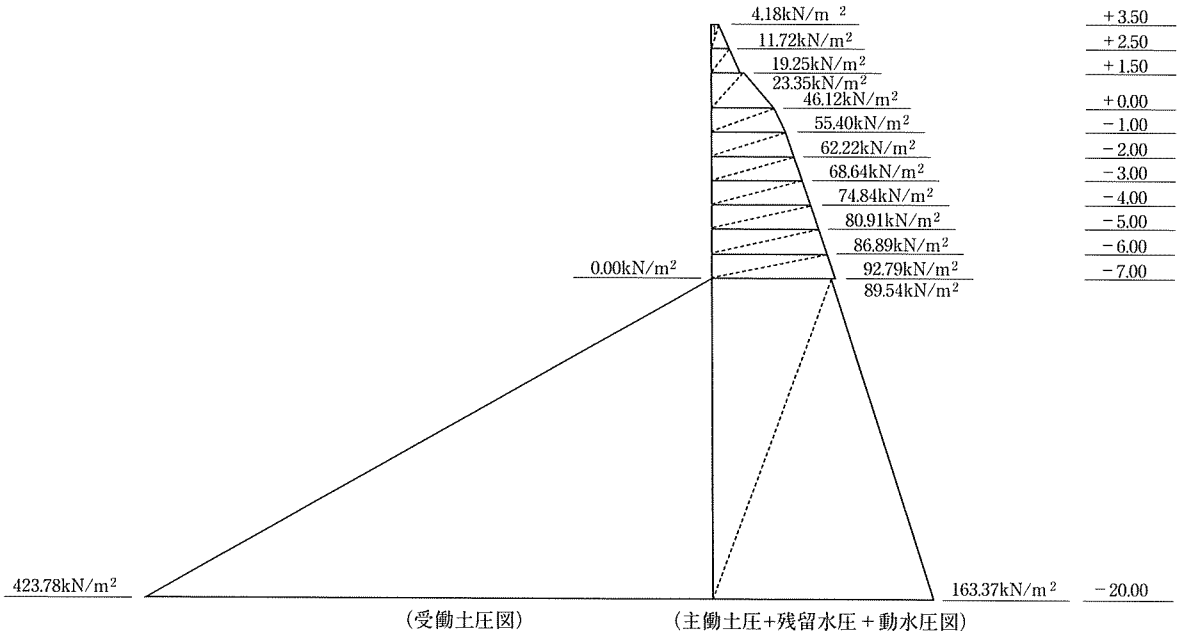


図-4.3.5　根入れ長算出時のレベル1地震動に関する変動状態荷重図

2-2-2. 最大曲げモーメントの算出

（1）部分係数

土圧および残留水圧算定用部分係数を表-4.3.24に示します。

表-4.3.24　根入れ長算出時の土圧および残留水圧算定用部分係数

$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗角ϕの正接	1.00
$\gamma_{c'}$	粘着力	1.00
γ_{w}	単位体積重量	1.00
γ_{δ}	壁面摩擦角	1.00
γ_{q}	上載荷重	1.00
γ_{RWL}	残留水位	1.00
γ_{kh}	照査用震度	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	降伏応力度　SY（W）295, SY（W）390	1.00
γ_{a}	構造解析係数	1.12

部分係数が前述のものと同様であるため、ここでは外力の記載を割愛します。

（2）最大曲げモーメントの算出

仮想海底面は、海底面位置（－7.00 m 面）とする。タイ材取付け点に関するモーメントを以下に示します。

表-4.3.25　タイ材取付け点に関するモーメント

番号	算　式	S（kN/m）	l（m）	M（kN·m/m）
1	1/2 × 4.19 × 1.00	2.09	－0.67	－1.40
2	1/2 × 11.72 × 1.00	5.86	－0.33	－1.95
3	1/2 × 11.72 × 1.00	5.86	0.33	1.95
4	1/2 × 19.26 × 1.00	9.63	0.67	6.42
5	1/2 × 23.35 × 1.50	17.52	1.50	26.27
6	1/2 × 46.12 × 1.50	34.59	2.00	69.18
7	1/2 × 46.12 × 1.00	23.06	2.83	65.33
8	1/2 × 55.41 × 1.00	27.70	3.17	87.74
9	1/2 × 55.41 × 1.00	27.70	3.83	106.19
10	1/2 × 62.23 × 1.00	31.11	4.17	129.65
11	1/2 × 62.23 × 1.00	21.31	4.83	150.37
12	1/2 × 68.64 × 1.00	34.32	5.17	177.33
13	1/2 × 68.64 × 1.00	34.32	5.83	200.19
14	1/2 × 74.85 × 1.00	37.42	6.17	230.78
15	1/2 × 74.85 × 1.00	37.42	6.83	255.71
16	1/2 × 80.92 × 1.00	40.46	7.17	289.96
17	1/2 × 80.92 × 1.00	40.46	7.83	316.91
18	1/2 × 86.89 × 1.00	43.45	8.17	354.82
19	1/2 × 86.89 × 1.00	43.45	8.83	383.76
20	1/2 × 92.79 × 1.00	46.40	9.17	425.32
合　計		573.93	－	3274.53

ここに、

S；水平力（kN/m）、l；タイ材取付け点からの距離（m）、M；タイ材取付け点まわりのモーメント（kN·m/m）

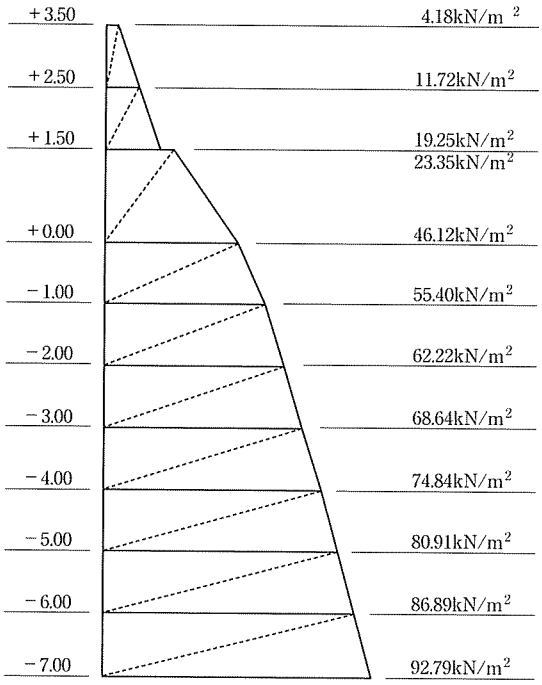
矢板の支点間の距離lTは、$l_T = 2.50 - (-7.00) = 9.50$ （m）

仮想海底面での反力 R_D は、$R_D = \Sigma M / l_T = 3274.53 / 9.50 = 344.69$ （kN/m）

タイ材取付け点での反力 Ap は、$Ap = \Sigma S - R_D = 573.93 - 344.69 = 229.24$ （kN/m）

最大曲げモーメントが生じる位置（せん断力０点）は－2.00m ～－3.00m の間であり、dMx / dx = 0 を解くことで求められます。これより、x = 0.69 （m）となります。

これより、タイ材取付け点から最大曲げモーメント発生位置までの距離 h は、h = 2.50 －（－2.69 ）= 5.19(m)、最大曲げモーメントは、$M_{max} = A_p \times h + \Sigma M = 229.24 \times 5.19 - 485.44 = 703.17$ (kN·m/m) となります。



（主働土圧+残留水圧＋動水圧図）

図-4.3.6　主働土圧十残留水圧十動水圧　荷重図

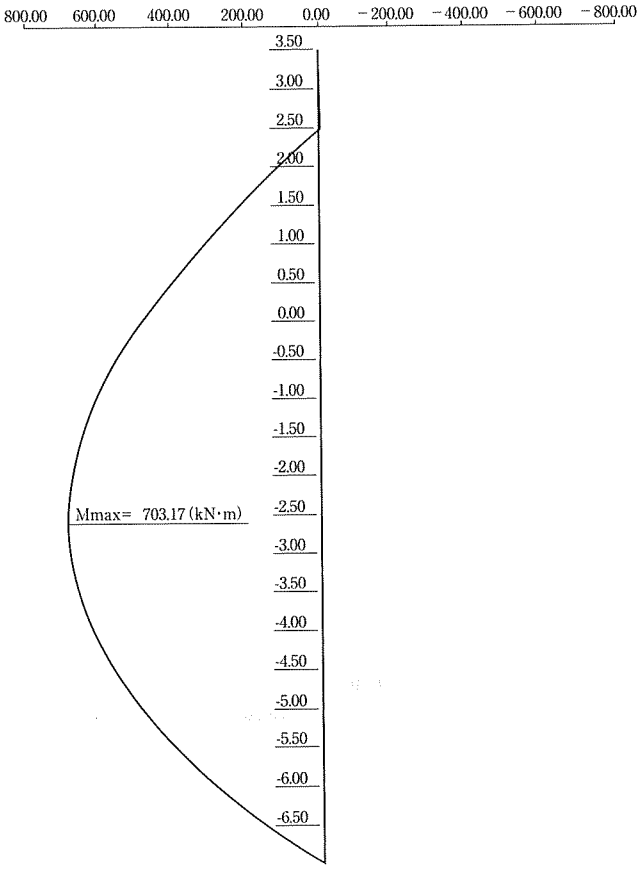


図-4.3.7　矢板に生じる曲げモーメント図

2-3.　矢板断面諸元の決定

2-3-1.　矢板の断面性能

IVw型を使用するものとして設計を行います。この場合、鋼矢板壁の断面性能は表-4.3.26の腐食後の数値を用いるものとします。

表-4.3.26　鋼矢板壁の断面性能

項　目	腐食前	腐食後			
		海底面以浅	t_1=1.0 mm t_2=0.75mm	海底面以深	t_1=1.0mm t_2=0.15mm
断面二次モーメント	$I_0 = 567\times10^{-6}$ m^4/m	$I = 505\times10^{-6}$ m^4/m		$I = 527\times10^{-6}$ m^4/m	
断面係数	$Z_0 = 270\times10^{-5}$ m^3/m	$Z = 243\times10^{-5}$ m^3/m		$Z = 251\times10^{-5}$ m^3/m	

2-3-2. ロウの方法による鋼矢板根入れ長および断面力の修正

フリーアースサポート法によって求めた鋼矢板の根入れ長について、ロウの方法により照査を行います。また、仮想ばり法で求めた最大曲げモーメントおよびタイ材取付け点反力についてもロウの方法により修正を行います。このような照査検討時においては、断面二次モーメントは安全側を考慮して、腐食前の値を用います。

(a) シミラリティナンバーとフレキシビリティナンバーの算出

使用する鋼矢板をIVw型として、ロウの方法による照査を行います。

また、鋼矢板壁の地盤反力係数については、ϕ =30°として求めると下記の値となります。

$\ell h = 27\ \mathrm{MN/m^3}$

以上より、シミラリティナンバーとフレキシビリティナンバーを求めると表-4.3.27のようになります。

表-4.3.27 シミラリティナンバーおよびフレキシビリティナンバー

断面二次モーメント I (m^4)	地盤反力係数 ℓ_h (MN/m^3)	タイ材取付け点から海底面までの距離 H_T (m)	シミラリティナンバー (= $\rho \cdot \ell_h$)	フレキシビリティナンバー (=H_T^4/EI) (m^3/MN)
5.67×10^{-4}	27	9.5	1939	71.83

計算した根入れ長について、式2.2.46により照査を行います。

(永続状態)

$\delta_N = D_F / H_T \geqq 4.9510 \times \omega^{-0.2} - 0.2486$　　DF; 根入れ長 (m) (= 6.295m)

$\delta_N = 6.295 / 9.5 = 0.6626 < 4.9510 \times 1939^{-0.2} - 0.2486 = 0.8407$ ・・・ OUT

以上の結果から、ロウの方法では根入れ長は満足しないため、ロウの方法により算出されたD_F/H_T = 0.8407により根入れ長を決定します。

$D_F = 9.5 \times 0.8407 = 7.99$ (m)

(レベル1地震動に関する変動状態)

$\delta_S = D_F / H_T \geqq 5.0916 \times \omega^{-0.2} - 0.2591$　　DF; 根入れ長 (m) (= 9.52m)

$\delta_S = 9.52 / 9.5 = 1.0021 \geqq 5.0916 \times 1939^{-0.2} - 0.2591 = 0.8612$ ・・・ OK

以上の結果から、ロウの方法でも根入れ長は満足します。

永続状態と変動状態の根入れ長を比較し、長い方を根入れ長として採用することから、設計海底面からの根入れ長はD_F = 9.52(m)となります。以上の根入れ長を用いて矢板の長さを求めると、

L = 3.00 − (−7.00 − 9.52) = 19.52 (m) → 20.0 (m) となります。

次に、ロウの方法による最大曲げモーメントの修正を行います。

（永続状態）

収束根入れ時の最大曲げモーメントM_Fと、仮想梁法による設計時の最大曲げモーメントM_Tとの比は下記のように与えられます。

$\mu_N = M_F / M_T = 3.8625 \times \omega^{-0.2} + 0.2255 = 3.8625 \times 1939^{-0.2} + 0.2255 = 1.0753$

$M_F = 528.25 \times 1.0753 = 568.03$ （kN・m/m）

（変動状態）

$\mu_S = M_F / M_T = 4.5647 \times \omega^{-0.2} + 0.1329 = 4.5647 \times 1939^{-0.2} + 0.1329 = 1.1372$

$M_F = 703.17 \times 1.1372 = 799.65$ （kN・m/m）

次に、ロウの方法による支点反力の修正を行います。

（永続状態）

収束根入れ時のタイ材取付け点の反力R_Fと、仮想梁法による設計時のタイ材取付け点の反力A_Pとの比は下記のように与えられます。

$\tau_N = R_F / A_P = 1.8259 \times \omega^{-0.2} + 0.6232 = 1.8259 \times 1939^{-0.2} + 0.6232 = 1.0249$

$R_F = 185.96 \times 1.0249 = 190.59$ （kN/m）

（変動状態）

$\tau_S = RF / AP = 2.3174 \times \omega^{-0.2} + 0.5514 = 2.3174 \times 1939^{-0.2} + 0.5514 = 1.0613$

$R_F = 229.24 \times 1.0613 = 243.29$ （kN/m）

2-3-3. 矢板の応力度

使用鋼矢板としてSYW390材を用いるものとし、2-3-2で得られた最大曲げモーメントを用いて矢板の応力度を照査します。

$\gamma_a \cdot M_{max} / Z \leqq \sigma_{yd}$

ここに、

γ_a ；構造解析係数

M_{max} ；矢板に生じる最大曲げモーメント（kN·m）

Z ；矢板の断面係数（cm^3）

σ_{yd} ；鋼材の曲げ降伏強度（N/mm^2）

（永続状態）

$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 390 = 390$ （N/mm^2）

$\sigma = 1.0 \times 568.03 \times 10^6 / (2430 \times 10^3) = 234\ N/mm^2 \leqq 390\ N/mm^2$ ・・・ OK

（変動状態）

$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 390 = 390$ （N/mm^2）

$\sigma = 1.12 \times 799.65 \times 10^6 / (2430 \times 10^3) = 369\ N/mm^2 \leqq 390\ N/mm^2$ ・・・ OK

3．タイロッドの検討

タイロッドには高張力鋼690材を用いるものとし、取付け間隔を $\ell_p = 2.40$m として必要径を求めます。

図-4.3.1 より、タイロッドは残留水位より上方に設置するため、次の腐食代を見込むものとします。

腐食代: $\Delta d = 2 \times 0.03$mm/年 $\times$ 50年 $= 3.0$mm

タイロッドに使用する部分係数は以下の値となります。

表-4.3.28　タイロッドの部分係数

項　目	永続状態	変動状態
$\gamma_{\sigma y}$ 鋼材降伏強度（HT690）	0.65	1.00
γ_a 構造解析係数	1.00	1.67

鋼材の降伏応力度の設計用値は以下となります。

（永続状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 0.65 \times 440 = 286$　(N/mm^2)

（変動状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 440 = 440$　(N/mm^2)

タイロッドに関する照査は以下となります。

（永続状態）

タイロッド張力 $T = R_F \cdot \ell_p = 190.59 \times 2.40 = 457.42$ (kN/本)

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot \gamma_a \cdot T}{\pi \cdot \sigma_a}} + \Delta_d = \sqrt{\frac{4 \times 1.0 \times 457.42}{\pi \times 286}} + 3.0 = 48.1 \text{ (mm)}$$

（変動状態）

タイロッド張力 $T = R_F \cdot \ell_p = 243.29 \times 2.40 = 583.90$ (kN/本)

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot \gamma_a \cdot T}{\pi \cdot \sigma_a}} + \Delta_d = \sqrt{\frac{4 \times 1.67 \times 583.90}{\pi \times 440}} + 3.0 = 56.1 \text{ (mm)}$$

これより、ϕ 60mm（高張力鋼690）のタイロッドを使用するものとします。

4．腹起こしの検討

腹起こし材としてはSS400材の溝形鋼を組み合わせたものを使用するものとします。また、これらの腹起こし材はコーピングコンクリートで捲き立てられるものとし、腐食代は考慮しないものとします。

腹起こしに使用する部分係数は以下の値となります。

表-4.3.29　腹起こしの部分係数

項　目	永続状態	変動状態
$\gamma_{\sigma y}$ 鋼材降伏強度（SS400）	1.00	1.00
γ_a 構造解析係数	1.40	1.12

鋼材の降伏応力度の設計用値は以下となります。

（永続状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 235 = 235$ （N/mm^2）

（変動状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 235 = 235$ （N/mm^2）

腹起こしに関する照査は以下となります。腹起こし材は、2［－250 × 90 × 11 × 14.5］を用いるものとします。

（永続状態）

$M_{max} = T \cdot L / 10 = 457.42 \times 2.40 / 10.0 = 109.78$ （kN・m）

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / (2 \cdot Z) = 1.40 \times 109.78 \times 10^6 / (2 \times 374.0 \times 10^3) = 206$ N/mm^2 ≦ 235 N/mm^2

・・・OK

（変動状態）

$M_{max} = T \cdot L / 10 = 583.90 \times 2.40 / 10.0 = 140.14$ （kN・m）

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / (2 \cdot Z) = 1.12 \times 140.14 \times 10^6 / (2 \times 374.0 \times 10^3) = 210$ N/mm^2 ≦ 235 N/mm^2

・・・OK

5．控え工の検討

ここでは、控え直杭としてH－500 × 500 × 25 × 25（SHK400）を用いるものとして検討を進めます。ここで、護岸背面の埋立土をN=10のC型地盤（港研方式）として、式-2.2.54より最大曲げモーメントM_{max}（曲げモーメント第一零点深さ ℓ m1）を求めます。

（1）最大曲げモーメントM_{max}およびタイロッド取付け点変位δ

H形鋼杭の腐食代

残留水位以上 tc = 0.03mm/年 × 50年 = 1.5mm

残留水位以下 tc = 0.02mm/年 × 50年 = 1.0mm

残留水位以上の腐食代の方が大きいので、腐食後の断面性能については安全側を考慮してこの値を用いることとします。H形鋼杭の断面性能については、以下の数値を用います。

表-4.3.30　H形鋼杭の断面性能

項　目	腐食前	腐食後 tc = 1.5mm
断面二次モーメント	$I_0 = 1.63 \times 10^{-3}\ m^4$	$I = 1.40 \times 10^{-3}\ m^4$
断面係数	$Z_0 = 6.52 \times 10^{-3}\ m^3$	$Z = 5.65 \times 10^{-3}\ m^3$

また、横抵抗定数については図-4.2.6よりkc値を読み取り、$kc = 2.1 \times 10^3\ kN/m^{2.5}$ とします。控え工に使用する部分係数は以下の値となります。

表-4.3.31　控え工の部分係数

項　目		永続状態	変動状態
γ_{kc}	横抵抗定数	1.00	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	鋼材降伏強度	1.00	1.00
γ_a	構造解析係数	1.35	1.12

鋼材の降伏応力度の設計用値は以下となります。

（永続状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 235 = 235\ (N/mm^2)$

（変動状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 235 = 235\ (N/mm^2)$

（永続状態）

最大曲げモーメントM_{max}は下記のようになります。

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T$$

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log(28.10\times10^4) - \frac{2}{5}\log(1038.73) + \frac{6}{5}\log(457.42)$$

→　$M_{max} = 612.42\,(kN\cdot m/m)$

したがって、曲げ応力度σは次のようになります。

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / Z = 1.35 \times 612.42 \times 10^6 / (5650 \times 10^3) = 146\ (N/mm^2) \leqq 235\ (N/mm^2)$

・・・OK

（変動状態）

最大曲げモーメント M_{max} は下記のようになります。

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T$$

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log(28.10\times10^4) - \frac{2}{5}\log(1038.73) + \frac{6}{5}\log(583.90)$$

→ $M_{max} = 820.87$ (kN·m/m)

したがって、曲げ応力度 σ は次のようになります。

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / Z = 1.12 \times 820.87 \times 10^6 / (5650 \times 10^3) = 163$ (N/mm^2) ≦ 235 (N/mm^2)

・・・OK

（2）根入れ長の検討

根入れ長検討時には腐食前の断面二次モーメントを用います。

（永続状態）

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log(32.60\times10^4) - \frac{2}{5}\log(1045.00) + \frac{1}{5}\log(457.42)$$

→ $l_{m1} = 9.53$ (m)

根入れ長 l は、$l = 1.5 \times l_m$ で求められ、$l = 1.5 \times 9.53 = 14.295$ (m) となることから、控え直杭の長さは、L = 0.50 + 14.295 = 14.795 (m) となります。

（変動状態）

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log(32.60\times10^4) - \frac{2}{5}\log(1045.00) + \frac{1}{5}\log(583.90)$$

→ $l_{m1} = 10.01$ (m)

根入れ長 l は、$l = 1.5 \times l_m$ で求められ、$l = 1.5 \times 10.01 = 15.01$ (m) となることから、控え直杭の長さは、L = 0.50 + 15.01 = 15.51 (m) となります。

永続状態および変動状態で根入れ長の長い方を採用し、控え直杭長さは L=16.0 (m) となります。

6．控え工設置位置の検討

控え直杭は、設計地盤面から伸ばした主働崩壊角と、控え直杭のタイロッド取付け点から $\ell_{m1}/3$ の位置から伸ばした受働崩壊面とがタイロッド取付け点以下で交わらないように設置します（図-4.3.8参照）。

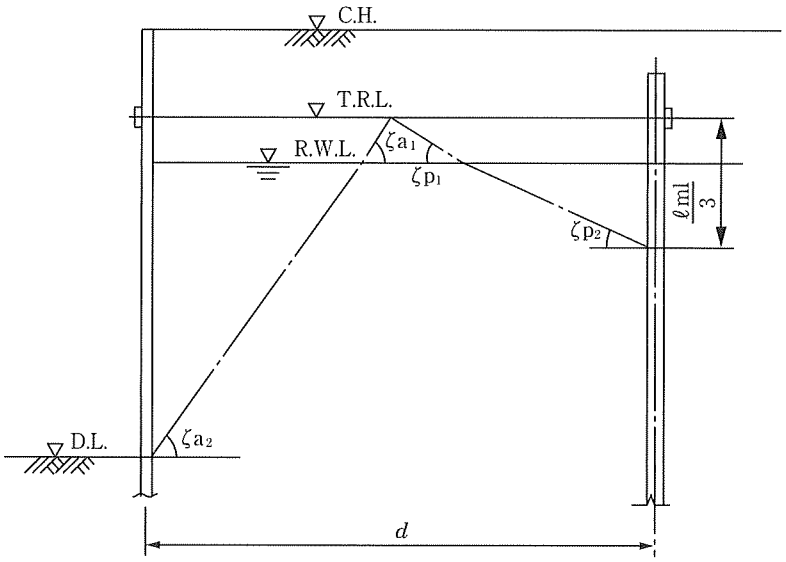


図-4.3.8　控え直杭の設置位置

（永続状態）

表-4.3.32　主働崩壊角

土層 (m)	ϕ_k (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		ΣWd·h (kN/m²)	qd (kN/m²)	ξ (°)
		w_k	w_d	w_k	w_d			
3.50 1.50	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	0.00 36.00	20.00	56.9
1.50 −7.00	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	36.00 121.00	20.00	56.9

表-4.3.33　受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	湿潤重量 (kN/m³)		水中重量 (kN/m³)		ΣWd·h (kN/m²)	qd (kN/m²)	ξ (°)
		w_k	w_d	w_k	w_d			
3.50 1.50	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	0.00 36.00	20.00	20.7
1.50 −7.00	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	36.00 121.00	20.00	20.7

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$L = \sum(h \cdot cot\ \xi\ a) + \sum(h \cdot cot\ \xi\ p) = 6.19 + 8.41 = 14.60$ (m)

(変動状態)

表-4.3.34 主働崩壊角

土層 (m)	ϕ_k (°)	湿潤重量 (kN/m^3)		水中重量 (kN/m^3)		ΣWd·h (kN/m^2)	qd (kN/m^2)	k	ξ (°)
		w_k	w_d	w_k	w_d				
3.50 1.50	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	0.00 36.00	10.00	0.18	46.7
1.50 −7.00	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	36.00 121.00	10.00	0.27	40.2

表-4.3.35 受働側土圧に関する設計用値

土層 (m)	ϕ_k (°)	湿潤重量 (kN/m^3)		水中重量 (kN/m^3)		ΣWd·h (kN/m^2)	qd (kN/m^2)	k	ξ (°)
		w_k	w_d	w_k	w_d				
3.50 1.50	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	0.00 36.00	20.00	0.18	18.8
1.50 -7.00	30.0	18.0	18.0	10.0	10.0	36.00 121.00	20.00	0.27	17.4

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$L = \sum(h \cdot cot\ \xi\ a) + \sum(h \cdot cot\ \xi\ p) = 11.00 + 10.39 = 21.39$ (m)

永続状態および変動状態で、前面矢板と控え工設置位置との距離を比較し最大の値を採用することから、前面矢板と控え工設置位置までの距離は 21.39 (m) → 21.5 (m) とします。

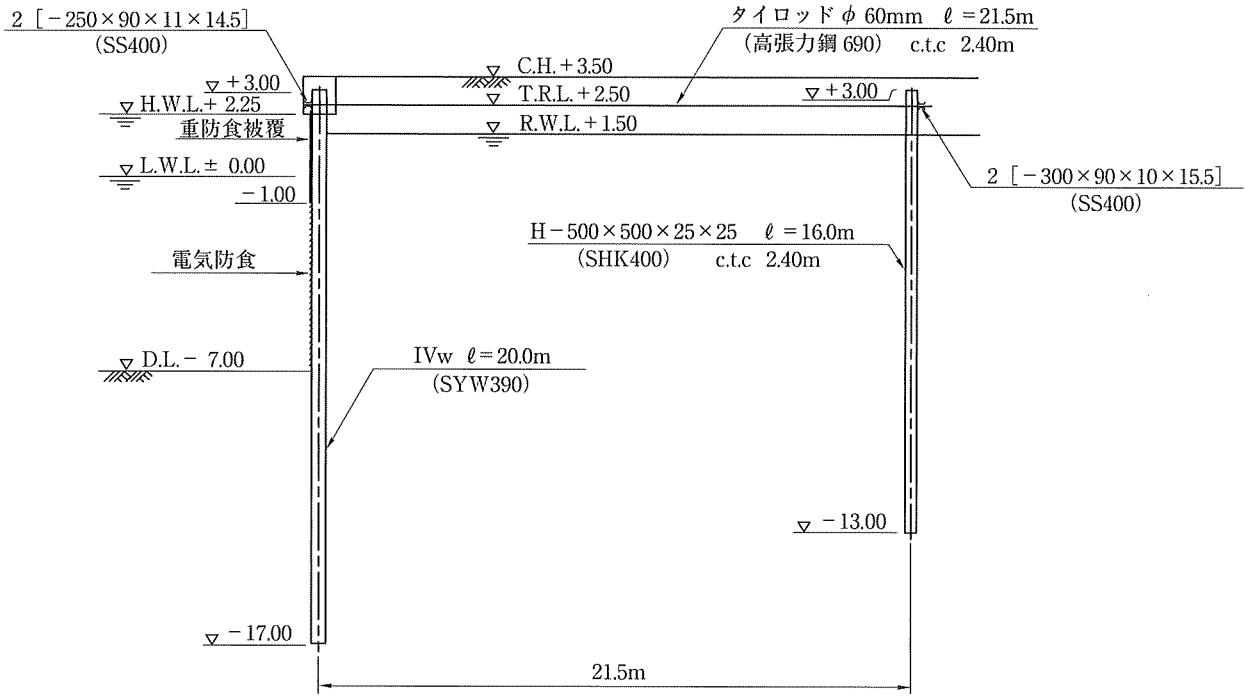


図-4.3.9 標準断面図（控え直杭形式）

7．控え鋼矢板壁式構造の検討

ここでは控え直杭に準じて鋼矢板IIw型（SYW295）を用いるものとして検討を進めます。ここで、護岸背面の埋立土をN=10のC型地盤（港研方式）として、式2.2.54より最大曲げモーメントM_{max}（曲げモーメント第一零点深さℓ_{m1}）を求めます。

（1）最大曲げモーメントM_{max}およびタイロッド取付け点変位δ

鋼矢板の腐食代

残留水位以上 tc = 0.03mm/年 × 50年 = 1.5mm

残留水位以下 tc = 0.02mm/年 × 50年 = 1.0mm

残留水位以上の腐食代の方が大きいので、腐食後の断面性能については安全側を考慮してこの値を用いることとします。鋼矢板の断面性能については、以下の数値を用います。

表-4.3.36 鋼矢板の断面性能

項 目	腐食前	腐食後 tc = 1.5mm
断面二次モーメント	$I_0 = 130 \times 10^{-6}\ m^4$	$I = 923 \times 10^{-7}\ m^4$
断面係数	$Z_0 = 100 \times 10^{-5}\ m^3$	$Z = 710 \times 10^{-6}\ m^3$

また、横抵抗定数については図-4.2.6 より kc 値を読み取り、kc = 2.1 × 10^3 kN/$m^{2.5}$ とします。
控え工に使用する部分係数は以下の値となります。

表-4.3.37　控え工の部分係数

項　目	永続状態	変動状態
γ_{kc}　横抵抗定数	1.00	1.00
$\gamma_{\sigma y}$　鋼材降伏強度（SS400）	1.00	1.00
γ_a　構造解析係数	1.35	1.12

鋼材の降伏応力度の設計用値は以下となります。

（永続状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 295 = 295$　(N/mm^2)

（変動状態）　$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 295 = 295$　(N/mm^2)

（永続状態）

最大曲げモーメント M_{max} は下記のようになります。

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T$$

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log(1.846\times10^4) - \frac{2}{5}\log(2090.00) + \frac{6}{5}\log(190.59)$$

→　$M_{max} = 93.94\,(\mathrm{kN\cdot m/m})$

したがって、曲げ応力度 σ は次のようになります。

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / Z = 1.35 \times 93.94 \times 10^6 / (710 \times 10^3) = 179$ (N/mm^2) ≦ 295 (N/mm^2)

・・・OK

（変動状態）

最大曲げモーメント M_{max} は下記のようになります。

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{6}{5}\log T$$

$$\log M_{max} = -0.28846 + \frac{1}{5}\log(1.846\times10^4) - \frac{2}{5}\log(209.00) + \frac{6}{5}\log(243.29)$$

→　$M_{max} = 125.92\,(kN\cdot m/m)$

したがって、曲げ応力度 σ は次のようになります。

$\sigma = \gamma_a \cdot M_{max} / Z = 1.12 \times 125.92 \times 10^6 / (710 \times 10^3) = 199$ (N/mm^2) ≦ 295 (N/mm^2)

・・・OK

（2）根入れ長の検討

根入れ長検討時には腐食前の断面二次モーメントを用います。

（永続状態）

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log(2.60\times10^4) - \frac{2}{5}\log(2090.00) + \frac{1}{5}\log(190.59)$$

$$\rightarrow \quad l_{m1} = 3.66\,(m)$$

根入れ長lは、l = 1.5 × lm で求められ、l = 1.5 × 3.66 = 5.48（m）となることから、控え鋼矢板壁の長さは、L = 0.50 + 3.66 = 4.16（m）となります。

（変動状態）

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log EI - \frac{2}{5}\log Bk_c + \frac{1}{5}\log T$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5}\log(2.60\times10^4) - \frac{2}{5}\log(2090.00) + \frac{1}{5}\log(243.29)$$

$$\rightarrow \quad l_{m1} = 3.84\,(m)$$

根入れ長lは、l = 1.5 × lm で求められ、l = 1.5 × 3.84 = 5.76（m）となることから、控え直杭の長さは、L = 0.50 + 5.76 = 6.26（m）となります。

永続状態および変動状態で根入れ長の長い方を採用し、控え直杭長さは L=6.5（m）となります。

控え鋼矢板壁の設置位置は、控え直杭形式と同様の考え方で求めます。

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

L = Σ（h・cot ξ a）+ Σ（h・cot ξ p）= 11.00 + 3.83 = 14.83（m）→ 15.0（m）とします。

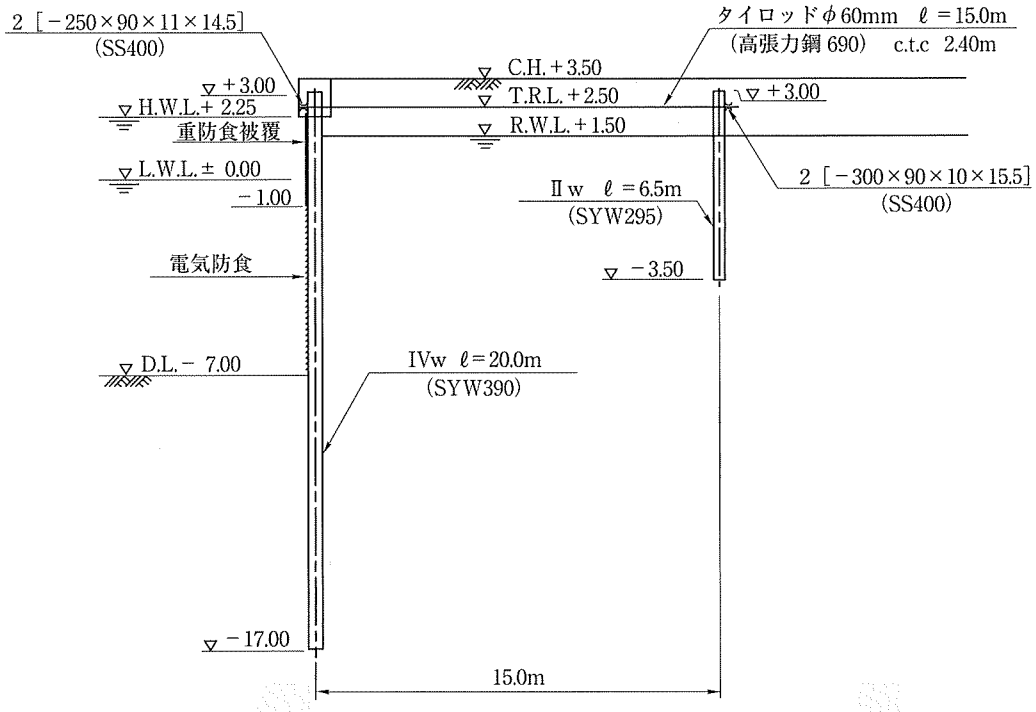


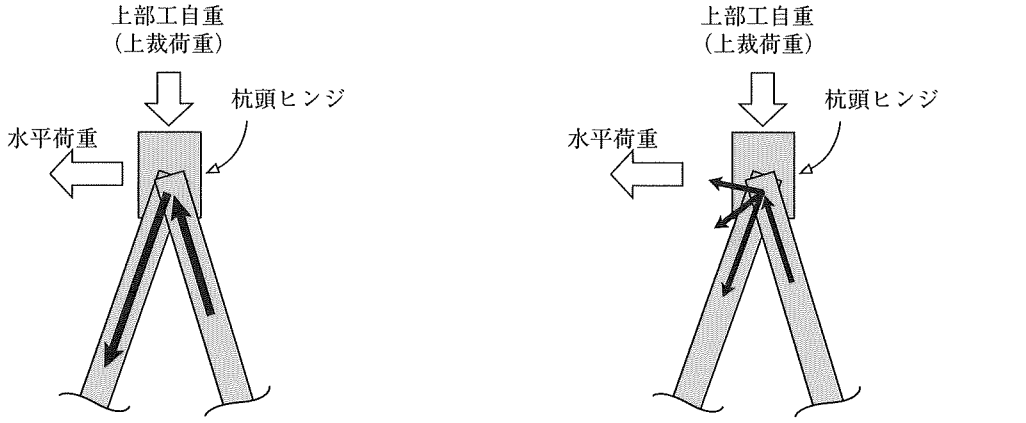
図-4.3.10　標準断面図（控え鋼矢板形式）

8．控え組杭式構造の検討

「4.3 タイロッド式鋼矢板壁の設計 1. 設計条件 (2) 照査用震度」で記載のとおり、レベル１地震動に関する変動状態における控え矢板式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は、構造形式による特性から、控え組杭式については、前述の控え杭式・控え鋼矢板式とは算定式が異なります。

今回の各種設計条件からは、控え式組杭時の照査用震度の特性値 k_h は 0.16 となります。そのため、作用力などはこれまで控え杭式・控え矢板式での記載値と異なるものとなりますが、前面矢板諸元の決定など考え方については同等のため、ここでは控え工（組杭）の設計に関する記述のみにとどめることとします。

控え組杭の設計については構造の考え方によって、(a) 軸方向力のみを考慮する方法、(b) 軸方向力および軸直角方向力を考慮する方法　が適用されていることから、両者について記載します。



(a) 軸方向力のみを考慮する場合　　(b) 軸方向力・軸直角方向力を考慮する場合

図-4.3.11　控え組杭

なお、控え組杭に関する部分係数は以下を適用できます。

表-4.3.38　控え工の部分係数

項　目		永続状態	変動状態
γ_w	上部工の重量	1.00	1.00
γ_{ws}	上部工上の土の重量	1.00	1.00
γ_q	載荷重	1.00	1.00
γ_{kh}	照査用震度	－	1.00
γ_{kc}	横方向地盤反力係数	1.00	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	鋼材降伏強度	1.00	1.00
γ_a	構造解析係数	1.45	1.12

(a) 軸方向力のみ考慮する場合

鋼管杭を傾斜角20°で2本配置した組杭を控え工として検討を進めるものとします。ここでは、組杭の設計にあたっては土の横抵抗を無視して取り扱うものとします。

1) 控え組杭の諸元

表-4.3.39　鋼管杭の断面性能

鋼管杭諸元	項　目	腐食前	腐食後 tc = 3.0mm
φ800 / t9 (SKK400)	断面二次モーメント	$I_0 = 175 \times 10^{-6}$ m^4	$I = 145 \times 10^{-6}$ m^4
	断面係数	$Z_0 = 437 \times 10^{-5}$ m^3	$Z = 364 \times 10^{-5}$ m^3

2) 作用外力

2-1) 鉛直力

鉛直力は、上部工重量、上部工より上の土の重量および上載荷重を見込むものとします。

(永続状態)

表-4.3.40　永続状態における鉛直力

	単位体積重量 (kN/m^3)	厚　さ (m)	荷　重 (kN/m^2)	部分係数	設計用値 (kN/m^2)
土 被 り	18.00	0.25	4.50	1.00	4.50
上 部 工	24.00	1.00	24.00	1.00	24.00
上載荷重			20.00	1.00	20.00
合　計					48.50

$V = 2.00 \times 2.40 \times 48.5 = 232.8$ kN

(変動状態)

表-4.3.41　変動状態における鉛直力

	単位体積重量 (kN/m^3)	層　厚 (m)	荷　重 (kN/m^2)	部分係数	設計用値 (kN/m^2)
土 被 り	18.00	0.25	4.50	1.00	4.50
上 部 工	24.00	1.00	24.00	1.00	24.00
上載荷重			10.00	1.00	10.00
合　計					38.50

$V = 2.00 \times 2.40 \times 38.5 = 184.8$ kN

使用する部分係数は以下を用いることができます。

表-4.3.42　控え組杭の検討に使用する部分係数

		永続状態	変動状態
γ_w	上部工の重量	1.00	1.00
γ_{ws}	上部工上の土の重量	1.00	1.00
γ_q	載荷重	1.00	1.00
$\gamma_{\sigma y}$	鋼材の降伏強度	1.00	1.00
γ_a	構造解析係数	1.45	1.12

2-2）水平力

水平力は、タイロッド張力と等しくなるため、以下のように与えられます。

（永続状態）

H = タイ材取付点反力 × タイ材取付間隔 × sec（タイ材取付角度）

H = 190.59 × 2.40 × 1.00 = 457.42 kN

（変動状態）

H = タイ材取付点反力 × タイ材取付間隔 × sec（タイ材取付角度）+ k_{hd}・V

H = 230.98 × 2.40 × 1.00 + 0.16 × 184.8 = 583.91 kN

3）各杭の軸方向力

$$P_1 = \frac{V_i \cdot sin\theta_2 + H_i \cdot cos\theta_2}{sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

$$P_2 = \frac{V_i \cdot sin\theta_1 - H_i \cdot cos\theta_1}{sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

ここに、

P_1, P_2 ； 各杭に働く押込み力（負になった場合は引抜き力）（kN）

θ_1, θ_2 ； 各杭の傾斜角（°）

Vi ； 組杭の鉛直反力 （kN）

Hi ； 組杭の水平反力 （kN）

各記号の添え字は、水平力のみが作用した場合、押込み杭となる杭に関するものを1、引抜き杭に関するものを2とします。

（永続状態）

$$P_1 = \frac{232.8\times sin20 + 457.42 cos20}{\sin(20+20)} = 792.58 \quad (\mathrm{kN})$$

$$P_2 = \frac{232.8\times sin20 - 457.42 cos20}{sin(20+20)} = -544.83 \quad (\mathrm{kN})$$

（変動状態）

$$P_1 = \frac{184.8\times sin20 + 583.91 cos20}{sin(20+20)} = 951.95 \quad (\mathrm{kN})$$

$$P_2 = \frac{184.8\times sin20 - 583.91 cos20}{sin(20+20)} = -755.29 \quad (\mathrm{kN})$$

4) 各杭に生じる曲げモーメント、曲げ応力度

各杭に生じる最大曲げモーメント、曲げ応力度は以下に式で算定されます。

$$\sigma = \gamma_a \cdot \left(\frac{N_d}{A}\right) \leq \sigma_{yd}$$

$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.00 \times 235 = 235 \quad (\mathrm{N/mm^2})$

（永続状態）

・押込み杭

$$\sigma = 1.45\times\left(\frac{792.58\times10^3}{186.0\times10^2}\right) = 62 \quad (\mathrm{N/mm^2}) \leqq 235(\mathrm{N/mm^2}) \cdots OK$$

・引抜き杭

$$\sigma = 1.45\times\left(\frac{544.83\times10^3}{186.0\times10^2}\right) = 43 \quad (\mathrm{N/mm^2}) \leqq 235(\mathrm{N/mm^2}) \cdots OK$$

（変動状態）

・押込み杭

$$\sigma = 1.12\times\left(\frac{951.95\times10^3}{186.0\times10^2}\right) = 57 \quad (\mathrm{N/mm^2}) \leqq 235(\mathrm{N/mm^2}) \cdots OK$$

・引抜き杭

$$\sigma = 1.12\times\left(\frac{755.29\times10^3}{186.0\times10^2}\right) = 46 \quad (\mathrm{N/mm^2}) \leqq 235(\mathrm{N/mm^2}) \cdots OK$$

5）支持力の検討

5-1）軸方向押込み支持力

軸方向押込み支持力は以下のとおり算出できます。ここでは、砂質土への根入れのケースを記載します。

$$R_{tk} = 300 \cdot N \cdot A_p + \sum (2 \cdot N_i \cdot A_s) + \sum (C_{ai} \cdot A_s)$$

$$= 300 \cdot N \cdot A_p + \left\{ \sum (2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum (C_{ai} \cdot L_i) \right\} U$$

$$R_{td} = \gamma_{Rt} \cdot R_{tk}$$

ここに、

R_{tk} ；単杭の軸方向押込み抵抗力の特性値　(kN)

R_{td} ；単杭の軸方向押込み抵抗力の設計用値　(kN)

N ；杭先端地盤のN値

($N = (N_1 + N_2) / 2$、N_1 ；杭先端位置でのN値、N_2 ；杭先端より上方へ4Bなる範囲内の平均N値)

A_p ；杭先端断面積　(m^2)

A_s ；杭の周表面積　$As = U \cdot Li$　(m^2)

U ；杭の周長　$U = \pi \cdot B$　(m)

B ；杭径　(m)

L_i ；層厚　(m)

N_i ；砂質土層内の平均N値

C_{ai} ；粘性土層内の平均付着力　(kN/m^2)

γ_{Rt} ；杭の押込み抵抗力に対する部分係数

5-2) 軸方向引抜き支持力

軸方向押込み支持力は以下のとおり算出できます。

$$R_{tk} = \sum(2 \cdot N_i \cdot A_s) + \sum(C_{ai} \cdot A_s)$$

$$= \left\{\sum(2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum(C_{ai} \cdot L_i)\right\} U$$

$$R_{td} = \gamma_{Wp} \cdot W_{pk} + \gamma_R \cdot R_{tk}$$

ここに、

R_{tk} ；単杭の軸方向引抜き抵抗力の特性値 (kN)

R_{td} ；単杭の軸方向引抜き抵抗力の設計用値 (kN)

N ；杭先端地盤のN値

A_s ；杭の周表面積 $A_s = U \cdot L_i$ (m^2)

U ；杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B ；杭径 (m)

L_i ；層厚 (m)

N_i ；砂質土層内の平均N値

C_{ai} ；粘性土層内の平均付着力 (kN/m^2)

W_{pk} ；杭の自重（浮力を差し引いたもの）の特性値 (kN) $W_{pk} = A \cdot W_p \cdot L - A \cdot W_w \cdot L_w$

W_p ；杭の単位体積重量 (kN/m^3)

L_w ；杭の浮力を受ける部分の長さ (m)

γ_{Wp} ；杭の自重に対する部分係数 (= 1.0)

γ_R ；杭の引抜き抵抗力に対する部分係数

使用する部分係数は以下を用いることができます。

表-4.3.43 支持力に関する部分係数

		永続状態	変動状態
γ_R	抵抗力（引抜杭）	0.40	0.40
γ_{Rt}	抵抗力（押込杭）支持杭	0.45	0.66
γ_{Rt}	抵抗力（押込杭）摩擦杭	0.45	0.50
γ_a	構造解析係数	1.00	1.00

（永続状態，押込み杭に関する照査）

$$R_{tk} = 300 \cdot N \cdot A_p + \left\{ \sum (2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum (C_{ai} \cdot L_i) \right\} \cdot U$$

$$= 300 \times 10 \times \frac{\pi}{4} \cdot 0.80^2 + (234.8 + 0.0) \times 2.513 = 2099.1 \quad (\mathrm{kN})$$

$$R_{td} = \gamma_{Rt} \cdot R_{tk} = 0.45 \times 2099.1 = 944.6 \quad (\mathrm{kN})$$

$$W = A \cdot \gamma \cdot L - A \cdot \gamma_w \cdot L_w = 0.022 \times 77.0 \times 11.738 - 0.022 \times 10.1 \times 10.94 = 17.5 \quad (\mathrm{kN})$$

これより、

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_1 + W$　　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 944.6 = 944.6 \geq N_1 + W = 792.6 + 17.5 = 810.1$　　・・・*OK*

（永続状態、引抜き杭に関する照査）

$$R_{tk} = \left\{ \sum (2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum (C_{ai} \cdot L_i) \right\} U = (704.7 + 0.0) \times 2.513 = 1770.9 \quad (\mathrm{kN})$$

$$W_{pk} = A \cdot \gamma \cdot L - A \cdot \gamma_w \cdot L_w = 0.022 \times 77.0 \times 35.24 - 0.022 \times 10.1 \times 34.44 = 52.0 \quad (\mathrm{kN})$$

$$R_{td} = \gamma_{Wp} \cdot W_{pk} + \gamma_R \cdot R_{t\,k} = 1.0 \times 52.0 + 0.4 \times 1770.9 = 760.4 \quad (\mathrm{kN})$$

これより、

$g_a \cdot R_{td} \geq N_2$　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 760.4 = 760.4 \geq N_2 = 544.8$　　・・・*OK*

同様に、変動状態に関する照査を行います。

（変動状態、押込み杭に関する照査）

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_1 + W$　　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 1049.6 = 1049.6 \geq N_1 + W = 951.9 + 17.5 = 969.4$　　・・・*OK*

（変動状態、引抜き杭に関する照査）

$g_a \cdot R_{td} \geq N_2$　を満足するかの照査を行います。

$g_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 760.4 = 760.4 \geq N_2 = 755.3$　　・・・*OK*

6) 控え工設置位置の検討

控え直杭は、設計地盤面から伸ばした主働崩壊面より外側に設置します（図-4.3.12参照）。

（永続状態）

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$\xi_{a1} = 56.9^\circ$　　$\xi_{a2} = 56.9^\circ$　　$d = 1.0\ cot\ \xi_{a1} + 8.5\ cot\ \xi_{a2} = 6.20$　(m)

（変動状態）

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$\xi_{a1} = 47.9^\circ$　　$\xi_{a2} = 42.5^\circ$　　$d = 1.0\ cot\ \xi_{a1} + 8.5\ cot\ \xi_{a2} = 10.20$　(m)

永続状態および変動状態で、前面矢板と控え工設置位置との距離を比較し最大の値を採用することから、前面矢板と控え工設置位置までの距離は　10.20（m）→ 10.5（m）とします。

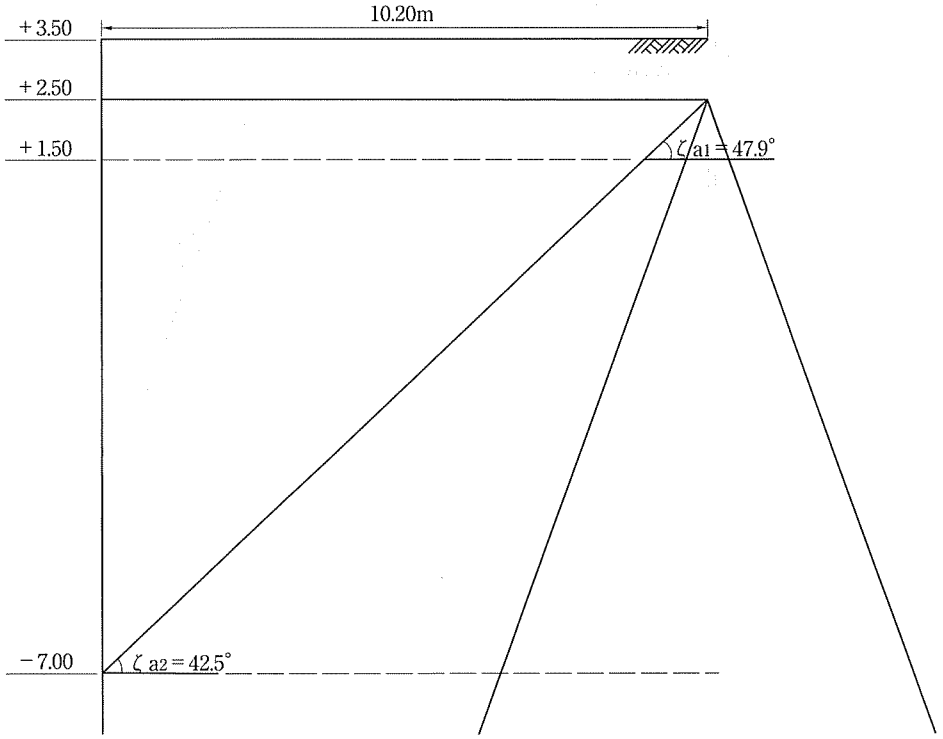


図-4.3.12　控え工設置位置

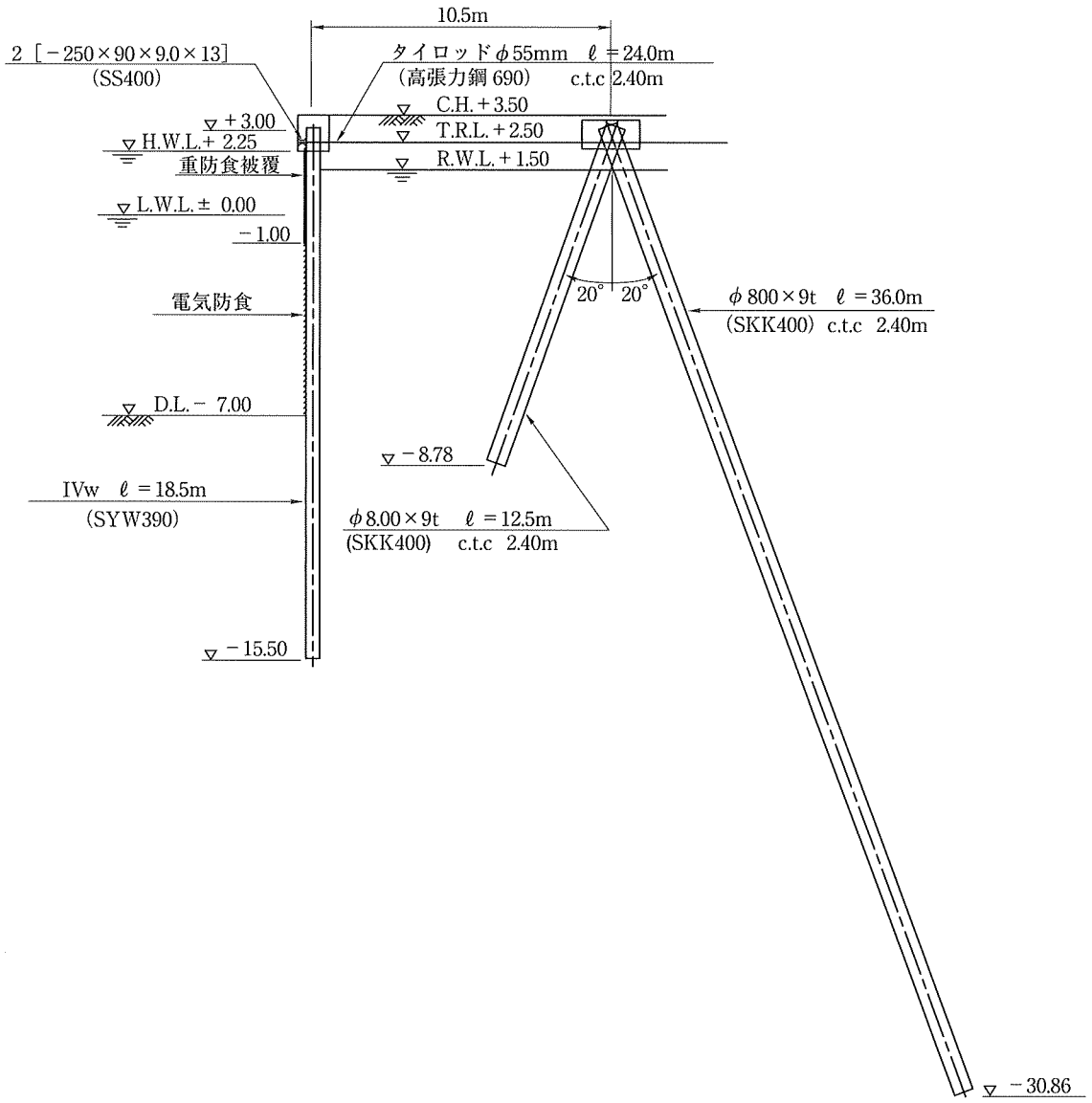

10.5m
2［－250×90×9.0×13］
(SS400)
タイロッドφ55mm　ℓ＝24.0m
(高張力鋼 690)　c.t.c 2.40m
C.H.＋3.50
T.R.L.＋2.50
R.W.L.＋1.50
＋3.00
H.W.L.＋2.25
重防食被覆
L.W.L.± 0.00
－1.00
電気防食
D.L.－ 7.00
IVw　ℓ＝18.5m
(SYW390)
－8.78
φ8.00×9t　ℓ＝12.5m
(SKK400)　c.t.c 2.40m
20°
20°
φ800×9t　ℓ＝36.0m
(SKK400)　c.t.c 2.40m
－15.50
－30.86

図-4.3.13　標準断面図

(b) 軸方向力・軸直角方向力を考慮する場合

1) 控え組杭の諸元

表-4.3.44　鋼管杭の断面性能

鋼管杭諸元	項　目	腐食前	腐食後 tc = 3.0mm
φ700 / t16 (SKK490)	断面二次モーメント	$I_0 = 201 \times 10^{-6}$ m^4	$I = 181 \times 10^{-6}$ m^4
	断面係数	$Z_0 = 575 \times 10^{-5}$ m^3	$Z = 520 \times 10^{-5}$ m^3
φ700 / t12 (SKK490)	断面二次モーメント	$I_0 = 154 \times 10^{-6}$ m^4	$I = 133 \times 10^{-6}$ m^4
	断面係数	$Z_0 = 439 \times 10^{-5}$ m^3	$Z = 383 \times 10^{-5}$ m^3

2) 横方向地盤反力係数

また、横方向地盤反力係数の特性値については、永続状態および変動状態ともに、$k_{hk} = 1500 \times N$ (N = 10) より、$k_{hk} = 1{,}500 \times 10 = 15{,}000$ (kN/m^3) とします。

横方向地盤反力係数の設計用値は、以下の式を用いて算定できます。なお、斜杭を用いた場合の杭の傾斜角と横方向地盤反力係数比については、「港湾基準 (2007年版)」に記載の図-4.3.14を用います。

$k_{hd} = \gamma_{kh} \cdot k_{hk} = 1.00 \times 15{,}000 = 15{,}000$ (kN/m^3)

(押込み側の杭)

図-4.3.14から傾斜角 = 20°の値を読み取り、$k_{hd} = 0.5 \times 15{,}000 = 7{,}500$ (kN/m^3)

(引抜き側の杭)

図-4.3.14から傾斜角 = −20°の値を読み取り、$k_{hd} = 1.73 \times 15{,}000 = 25{,}950$ (kN/m^3)

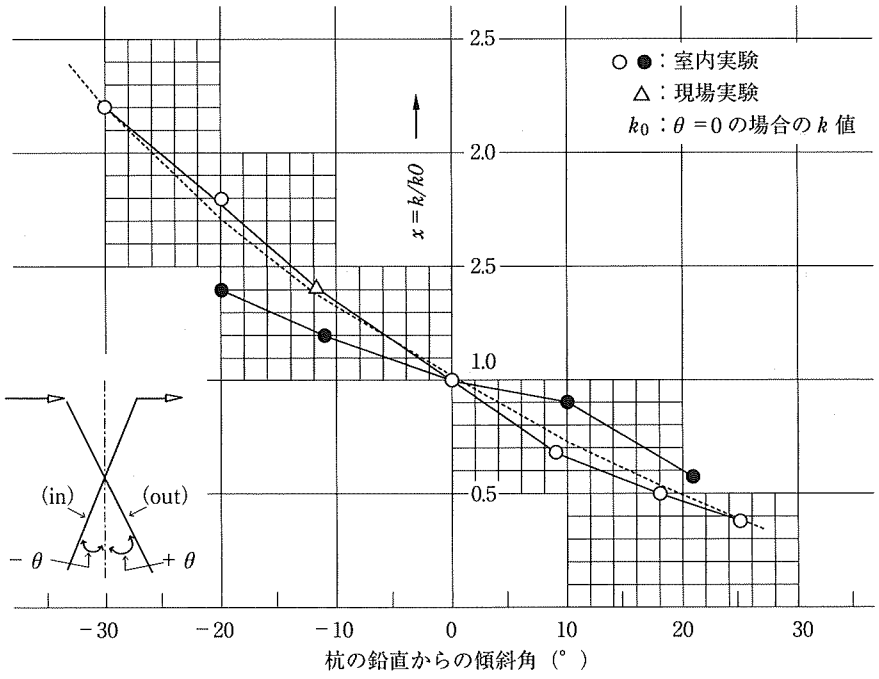


図-4.3.14　杭の傾斜角と横方向地盤反力係数比との関係

3) 作用外力

3-1) 鉛直力

鉛直力は、上部工重量、上部工より上の土の重量および上載荷重を見込むものとします。

(永続状態)

表-4.3.45　永続状態における鉛直力

	単位体積重量 (kN/m³)	厚　さ (m)	荷　重 (kN/m²)	部分係数	設計用値 (kN/m²)
土 被 り	18.00	0.25	4.50	1.00	4.50
上 部 工	24.00	1.00	24.00	1.00	24.00
上載荷重			20.00	1.00	20.00
合　計					48.50

$V = 2.00 \times 2.40 \times 48.5 = 232.8$ kN

(変動状態)

表-4.3.46　変動状態における鉛直力

	単位体積重量 (kN/m³)	層　厚 (m)	荷　重 (kN/m²)	部分係数	設計用値 (kN/m²)
土 被 り	18.00	0.25	4.50	1.00	4.50
上 部 工	24.00	1.00	24.00	1.00	24.00
上載荷重			10.00	1.00	10.00
合　計					38.50

$V = 2.00 \times 2.40 \times 38.5 = 184.8$ kN

3-2) 水平力

水平力は、タイロッド張力と等しくなるため、以下のように与えられます。

(永続状態)

H = タイ材取付点反力 × タイ材取付間隔 × sec（タイ材取付角度）

$H = 190.59 \times 2.40 \times 1.00 = 457.42$ kN

(変動状態)

H = タイ材取付点反力 × タイ材取付間隔 × sec（タイ材取付角度） + $k_{hd} \cdot V$

$H = 230.98 \times 2.40 \times 1.00 + 0.16 \times 184.8 = 583.91$ kN

3-3) 各杭の軸方向力と軸直角方向力の計算

$$N_1 = \frac{\omega_1}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} \{\mu_1 \cos\theta_1 + \mu_2 \cos\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_2 \sin\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot V + \\ \{\mu_1 \sin\theta_1 - \mu_2 \sin\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_2 \cos\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot H \end{bmatrix}$$

$$N_2 = \frac{\omega_2}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} \{\mu_2 \cos\theta_2 + \mu_1 \cos\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_1 \sin\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot V - \\ \{\mu_2 \sin\theta_2 - \mu_1 \sin\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \omega_1 \cos\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot H \end{bmatrix}$$

$$H_1 = \frac{\mu_1}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} -\{\omega_1 \sin\theta_1 - \omega_2 \sin\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_2 \cos\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot V + \\ \{\omega_1 \cos\theta_1 + \omega_2 \cos\theta_2 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_2 \sin\theta_2 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot H \end{bmatrix}$$

$$H_2 = \frac{\mu_2}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} \{\omega_2 \sin\theta_2 - \omega_1 \sin\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_1 \cos\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot V + \\ \{\omega_2 \cos\theta_2 + \omega_1 \cos\theta_1 \cos(\theta_1+\theta_2) + \mu_1 \sin\theta_1 \sin(\theta_1+\theta_2)\} \cdot H \end{bmatrix}$$

$$\Delta = (\omega_1+\omega_2)(\mu_1+\mu_2) + (\omega_1-\mu_1)(\omega_2-\mu_2)\sin^2(\theta_1+\theta_2)$$

$$\delta_1' = \delta_2' = \frac{1}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} \{\omega_1 \sin^2\theta_1 + \mu_1 \cos^2\theta_1 + \omega_2 \sin^2\theta_2 + \mu_2 \cos^2\theta_2\} \cdot V + \\ \frac{1}{2} \cdot \{(\mu_1-\omega_1)\sin 2\theta_1 + (\omega_2-\mu_2)\sin 2\theta_2\} \cdot H \end{bmatrix}$$

$$\eta_1' = \eta_2' = \frac{1}{\Delta} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \cdot \{(\mu_1-\omega_1)\sin 2\theta_1 + (\omega_2-\eta_2)\sin 2\theta_2\} V + \\ \{\mu_1 \sin^2\theta_1 + \omega_1 \cos^2\theta_1 + \mu_2 \sin^2\theta_2 + \omega_2 \cos^2\theta_2\} \cdot H \end{bmatrix}$$

ここに、

N_1, N_2 ；各杭に作用する軸方向力（圧縮力を正とする）（kN）

H_1, H_2 ；各杭に作用する軸直角方向力 （kN）

V ；組杭一組当たりの鉛直荷重 （kN）

H ；組杭一組当たりの水平荷重 （kN）

θ_1, θ_2 ；各杭が鉛直となす角 （°）

ω_1, ω_2 ；各杭頭の軸方向ばね係数 （kN/m）

μ_1, μ_2 ；各杭頭の軸直角方向ばね係数 （kN/m）

δ_1', δ_2' ；各杭頭の鉛直変位 （m）

η_1, η_2 ；各杭頭の水平変位 （m）

各記号の添え字は、水平力のみが作用した場合、押込み杭となる杭に関するものを1、引抜き杭に関するものを2とします。

3-4) 杭頭バネ、軸方向・軸直角方向バネ

杭頭バネ係数および杭頭軸直角方向バネ係数は、以下の式で算出されます。

$$\omega = \frac{3 \cdot A \cdot E}{3\lambda + 2l}$$

$$\mu = \frac{k_h \cdot b}{2\beta}$$

ここに、

l ；杭の根入れ長 (m)

λ ；杭の地上部長 (m)

E ；杭材のヤング率 (kN/m^2)

A ；杭の断面積 (m^2)

I ；杭の断面二次モーメント (m^4)

b ；杭幅 (m)

k_h ；横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

β ；地盤の特性値 (m^{-1})

杭の軸方向および軸直角方向のバネ係数は、以下の式で算出されます。

$$\omega_1 = \frac{3 \cdot A \cdot E}{3\lambda + 2I} = \frac{3 \times 343.8 \times 10^{-4} \times 2.0 \times 10^8}{3 \times 0.0 + 2 \times 23.0} = 448{,}400 \ (\mathrm{kN/m})$$

$$\omega_2 = \frac{3 \cdot A \cdot E}{3\lambda + 2I} = \frac{3 \times 259.4 \times 10^{-4} \times 2.0 \times 10^8}{3 \times 0.0 + 2 \times 28.0} = 277{,}900 \ (\mathrm{kN/m})$$

$$\mu_1 = \frac{k_h \cdot b}{2\beta} = \frac{7500 \times 0.7}{2 \times 0.239} = 10980 \ (\mathrm{kN/m})$$

$$\mu_2 = \frac{k_h \cdot b}{2\beta} = \frac{25950 \times 0.7}{2 \times 0.348} = 26100 \ (\mathrm{kN/m})$$

3-5) 各杭に生じる曲げモーメント、曲げ応力度

各杭に生じる最大曲げモーメント、曲げ応力度は以下の式で算出されます。

$$M_d = 0.5 \cdot \lambda + \frac{H}{\beta \cos\theta}$$

$$\sigma = \gamma_d \cdot \frac{N_d}{A} \cdot \frac{M_d}{Z} \leq \sigma_{yd}$$

ここに、

M_d ；斜杭の杭頭モーメント （kN·m）

λ ；斜杭の地上部長 （m）

β ；地盤の特性値 （m^{-1}）

θ ；杭の傾斜角 （°）

H ；斜杭の作用する軸直角方向力 （kN）

γ_d ；構造解析係数 （永続状態；1.45, 変動状態；1.12）

σ_{yd} ；鋼材の降伏応力度の設計用値 （$\sigma_{yd} = \gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_{yk} = 1.0 \times 315 = 315$ N/mm^2）

4) 結果一覧

表-4.3.47 検討結果一覧

永続状態	押込み杭	N_1	軸方向力	kN	596.6
		H_1	水平方向力	kN	40.1
		M_{d1}	杭頭曲げモーメント	kN·m	1018.4
		σ_{d1}	発生曲げ応力度	N/mm^2	312.0
	引抜き杭	N_2	軸方向力	kN	−368.9
		H_2	水平方向力	kN	95.3
		M_{d2}	杭頭曲げモーメント	kN·m	699.4
		σ_{d2}	発生曲げ応力度	N/mm^2	288.5
	杭　頭	δ_1	杭頭の鉛直変位	cm	0.00
		η_1	杭頭の水平変位	cm	0.39
変動状態	押込み杭	N_1	軸方向力	kN	698.8
		H_1	水平方向力	kN	52.8
		M_{d1}	杭頭曲げモーメント	kN·m	1300.0
		σ_{d1}	発生曲げ応力度	N/mm^2	305.3
	引抜き杭	N_2	軸方向力	kN	−527.4
		H_2	水平方向力	kN	122.3
		M_{d2}	杭頭曲げモーメント	kN·m	892.8
		σ_{d2}	発生曲げ応力度	N/mm^2	287.2
	杭　頭	δ_1	杭頭の鉛直変位	cm	0.02
		η_1	杭頭の水平変位	cm	0.51

5) 支持力の検討

5-1) 軸方向押込み支持力

軸方向押込み支持力は以下のとおり算出できます。ここでは、砂質土への根入れのケースを記載します。

$$R_{tk} = 300 \cdot N \cdot A_p + \sum(2 \cdot N_i \cdot A_s) + \sum(C_{ai} \cdot A_s)$$

$$= 300 \cdot N \cdot A_p + \left\{\sum(2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum(C_{ai} \cdot L_i)\right\} \cdot U$$

$$R_{td} = \gamma_{Rt} \cdot R_{tk}$$

ここに、

R_{tk} ；単杭の軸方向押込み抵抗力の特性値 (kN)

R_{td} ；単杭の軸方向押込み抵抗力の設計用値 (kN)

N ；杭先端地盤のN値

($N = (N_1 + N_2)/2$、N_1 ； 杭先端位置でのN値、N_2 ； 杭先端より上方へ4Bなる範囲内の平均N値)

A_p ；杭先端断面積 (m^2)

A_s ；杭の周表面積 $As = U \cdot Li$ (m^2)

U ；杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B ；杭径 (m)

L_i ；層厚 (m)

N_i ；砂質土層内の平均N値

C_{ai} ；粘性土層内の平均付着力 (kN/m^2)

γ_{Rt} ；杭の押込み抵抗力に対する部分係数

5-2) 軸方向引抜き支持力

軸方向押込み支持力は以下のとおり算出できます。

$$R_{tk} = \sum(2 \cdot N_i \cdot A_s) + \sum(C_{ai} \cdot A_s)$$

$$= \left\{ \sum(2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum(C_{ai} \cdot L_i) \right\} U$$

$$R_{td} = \gamma_{Wp} \cdot W_{pk} + \gamma_R \cdot R_{tk}$$

ここに、

R_{tk} ；単杭の軸方向引抜き抵抗力の特性値 (kN)

R_{td} ；単杭の軸方向引抜き抵抗力の設計用値 (kN)

N ；杭先端地盤のN値

A_s ；杭の周表面積 $A_s = U \cdot L_i$ (m^2)

U ；杭の周長 $U = \pi \cdot B$ (m)

B ；杭径 (m)

L_i ；層厚 (m)

N_i ；砂質土層内の平均N値

C_{ai} ；粘性土層内の平均付着力 (kN/m^2)

W_{pk} ；杭の自重（浮力を差し引いたもの）の特性値 (kN) $W_{pk} = A \cdot W_p \cdot L - A \cdot W_w \cdot L_w$

W_p ；杭の単位体積重量 (kN/m^3)

L_w ；杭の浮力を受ける部分の長さ (m)

γ_{Wp} ；杭の自重に対する部分係数 (= 1.0)

γ_R ；杭の引抜き抵抗力に対する部分係数

使用する部分係数は以下を用いることができます。

表-4.3.48 支持力に関する部分係数

		永続状態	変動状態
γ_R	抵抗力（引抜杭）	0.40	0.40
γ_{Rt}	抵抗力（押込杭）支持杭	0.45	0.66
γ_{Rt}	抵抗力（押込杭）摩擦杭	0.45	0.50
γ_a	構造解析係数	1.00	1.00

（永続状態，押込み杭に関する照査）

$$R_{tk} = 300 \cdot N \cdot A_p + \left\{ \sum (2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum (C_{ai} \cdot L_i) \right\} U$$

$$= 300 \times 10 \times \frac{\pi}{4} \cdot 0.70^2 + (454.6 + 0.0) \times 2.199 = 2154.7 \quad (\mathrm{kN})$$

$$R_{td} = \gamma_{Rt} \cdot R_{tk} = 0.45 \times 2154.7 = 969.6 \quad (\mathrm{kN})$$

$$W = A \cdot \gamma \cdot L - A \cdot \gamma_w \cdot L_w = 0.0385 \times 77.0 \times 22.731 - 0.0385 \times 10.1 \times 21.933 = 52.0 \quad (\mathrm{kN})$$

これより、

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_1 + W$　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 969.9 = 969.6 \geq N_1 + W = 596.6 + 52.0 = 648.6$　・・・*OK*

（永続状態、引抜き杭に関する照査）

$$R_{tk} = \left\{ \sum (2 \cdot N_i \cdot L_i) + \sum (C_{ai} \cdot L_i) \right\} U = (554.7 + 0.0) \times 2.199 = 1219.8 \quad (\mathrm{kN})$$

$$W_{pk} = A \cdot \gamma \cdot L - A \cdot \gamma_w \cdot L_w = 0.026 \times 77.0 \times 27.732 - 0.026 \times 10.1 \times 26.934 = 48.4 \quad (\mathrm{kN})$$

$$R_{td} = \gamma_{Wp} \cdot W_{pk} + \gamma_R \cdot R_{tk} = 1.0 \times 48.4 + 0.4 \times 1219.8 = 536.4 \quad (\mathrm{kN})$$

これより、

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_2$　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 536.4 = 536.4 \geq N_2 = 368.9$　・・・*OK*

同様に、変動状態に関する照査を行います。

（変動状態、押込み杭に関する照査）

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_1 + W$　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 1077.4 = 1077.4 \geq N_1 + W = 698.8 + 52.0 = 750.8$　・・・*OK*

（変動状態、引抜き杭に関する照査）

$\gamma_a \cdot R_{td} \geq N_2$　を満足するかの照査を行います。

$\gamma_a \cdot R_{td} = 1.0 \times 536.4 = 536.4 \geq N_2 = 527.4$　・・・*OK*

6) 控え工設置位置の検討

控え直杭は、設計地盤面から伸ばした主働崩壊角と、控え組杭のタイロッド取付け点から $1/\beta$ の位置から伸ばした受働崩壊面とがタイロッド取付け点以下で交わらないように設置します（図-4.3.8参照）。

（永続状態）

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$$L = \sum(h \cdot cot\ \xi_a) + \sum(h \cdot cot\ \xi_p) + l = 6.19 + 10.41 + 1.43 = 18.03 \quad (\mathrm{m})$$

（変動状態）

前面矢板と控え工設置位置までの距離は、

$$L = \sum(h \cdot cot\ \xi_a) + \sum(h \cdot cot\ \xi_p) + l = 10.18 + 11.98 + 1.43 = 23.59 \quad (\mathrm{m})$$

永続状態および変動状態で、前面矢板と控え工設置位置との距離を比較し最大の値を採用することから、前面矢板と控え工設置位置までの距離は　23.59 (m) → 24.0 (m) とします。

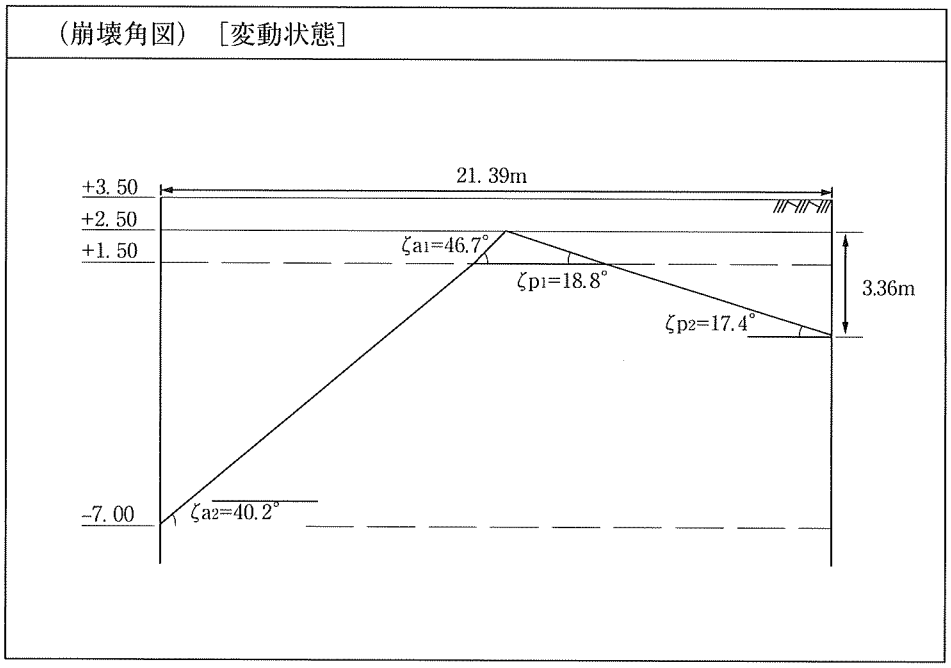


図-4.3.15　控え工設置位置

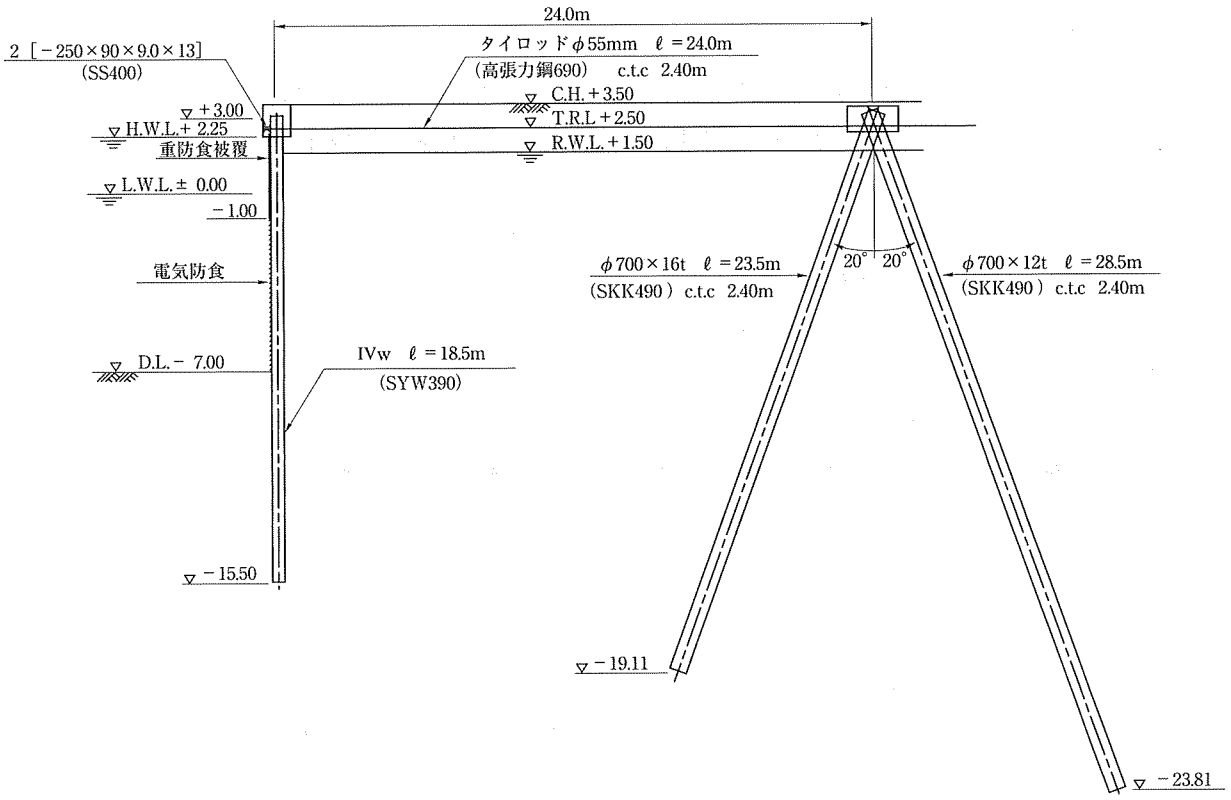


図-4.3.16　標準断面図（控え組杭形式）

4.4 鋼矢板セル工法の設計

4.4.1 概要

多数の直線形鋼矢板を円形あるいは円弧形状に打設し、砂や砂礫を中詰めして連続壁体とした鋼矢板セルは、薄い鋼殻と中詰材とが一体となって、外力に抵抗させる構造です。海底面下に比較的良好な基礎地盤が存在するような場合、この構造では、直線形鋼矢板をわずかに根入れさせるだけで、十分な支持力が期待できるので、安定した構造物の構築が可能となります。また、直線形鋼矢板を鋼殻に使用し、その引張強度を最大限に活用しますので、所要鋼材量も少なく経済的な構造となります。なお、中詰め未完了のときは、波浪に対して弱いので、施工時の安定性についての十分な検討が必要です。

鋼矢板セルは、平面形状によって、円形、太鼓形、クローバ形などに分けられますが、我が国では図-4.4.1に示すような円形セルが使用されています。

設計の詳細につきましては，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007年版），根入れを有するセル式係船岸」に記載されていますのでそちらをご参照下さい。

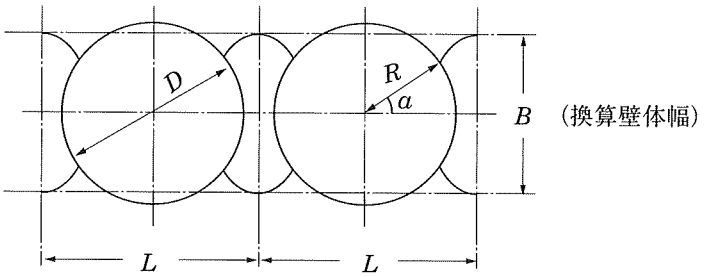


図-4.4.1　円形セルの平面形状

4.4.2　設計方法

セル式構造物の設計は、一般に図-4.4.2のような手順で行います。

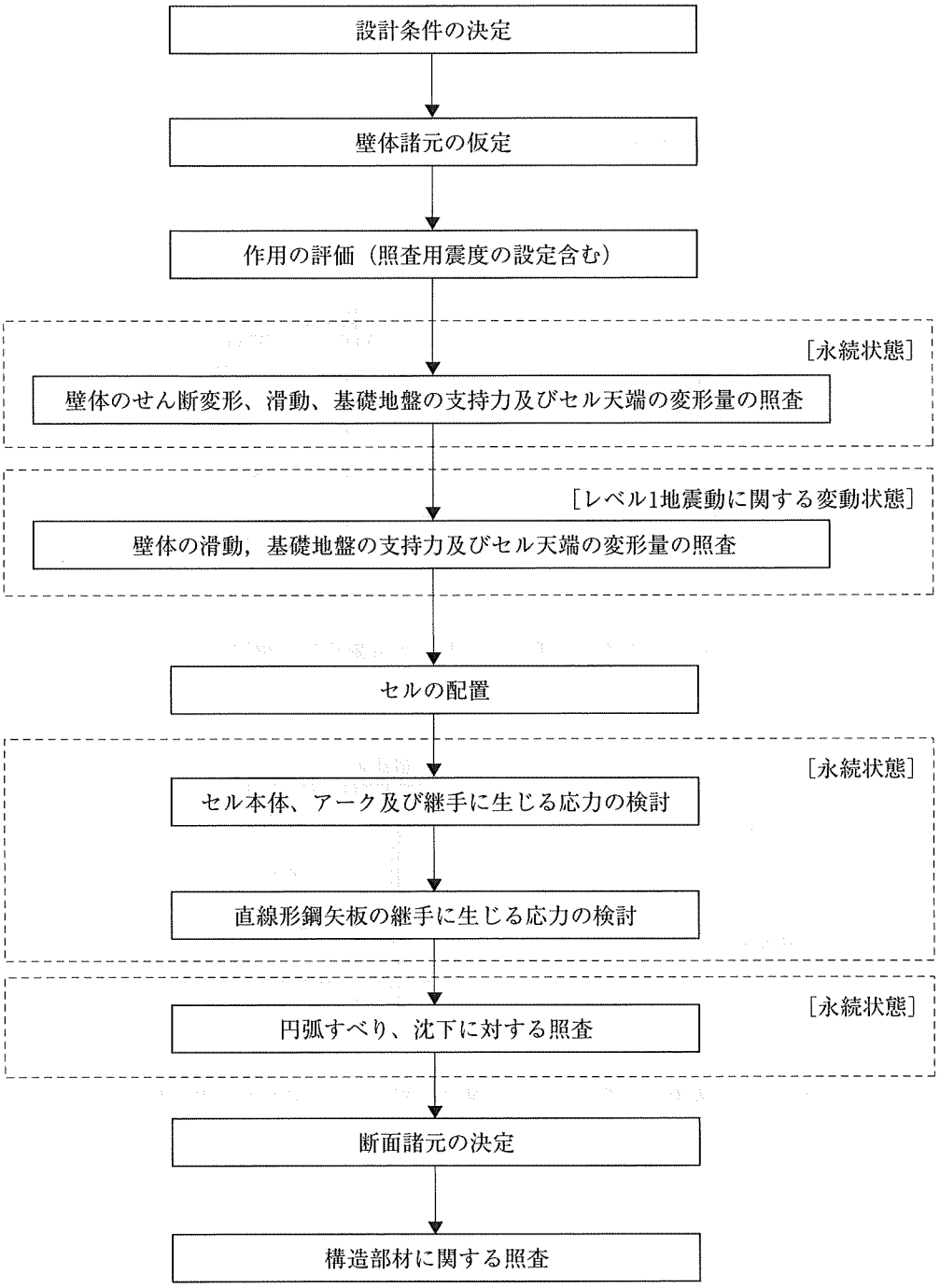


図-4.4.2　設計の手順

4.4.3　壁体に作用する土圧

壁体背後に作用する土圧は、海底面より上は主働土圧が作用するものとします。また、海底面より下については、せん断変形の検討時は主働土圧、全体安定時は裏埋土の重量等による上載圧により生じる土圧とするものとし、式（4.4.1）により求めます。

$$p_{ac} = 0.5\ (\sum w_i \cdot h_i + q) \qquad (4.4.1)$$

p_{ac} ；壁体背後の海底面下に作用する土圧強度（kN/m^2）

w_i ；裏埋土各層の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ；裏埋土各層の厚さ（m）

q ；載荷重（kN/m^2）

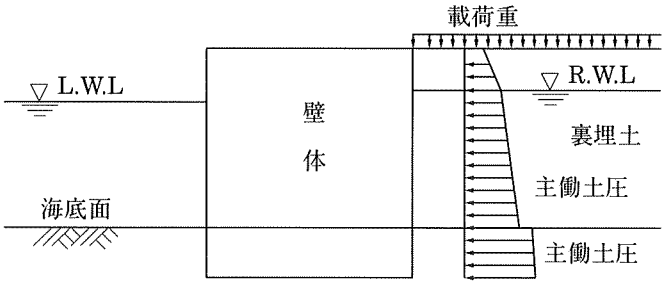


図-4.4.3　壁体に作用する土圧（せん断変形の検討時）

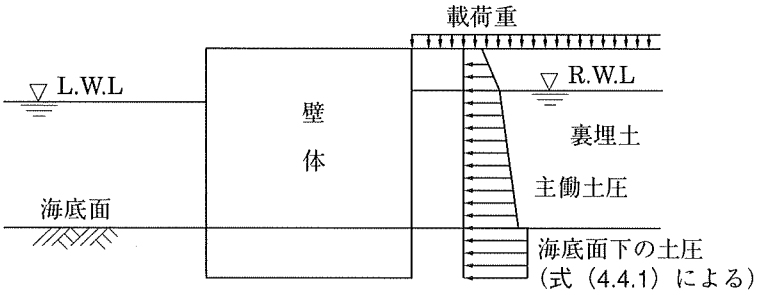


図-4.4.4　壁体に作用する土圧（重力式壁体としての安定の検討時）

4.4.4　根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度

レベル１地震動に関する変動状態における根入れを有するセル式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は以下の式（4.4.2）にて算定することができます。

（照査用震度の特性値）

$$k_h = 1.62\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.58} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \qquad (4.4.2)$$

k_h；照査用震度、　D_a；変形量許容値（=10cm）、　D_r；基準変形量（=10cm）、　g；重力加速度（=980cm/s^2）

4.4.5　壁体のせん断変形に対する検討

〔１〕換算壁体幅および根入れ長

鋼矢板セルの形状は、セル殻の直径、壁高、根入れ長、セル本体の中心間隔、アークの半径、アークの取り付け位置などによって決定されます。設計を行うにあたっては、設計条件、工費および施工の難易を勘案して、換算壁体幅および根入れ長を仮定します。

換算壁体幅とは、設計計算を簡便にするため用いる便宜的な量で、セルを図-4.4.5のように、等価断面積にて置換した場合の仮想堤体幅です。

鋼矢板セルの換算壁体幅は、一般に、壁体のせん断変形に関する検討が満足されるように決定されます。

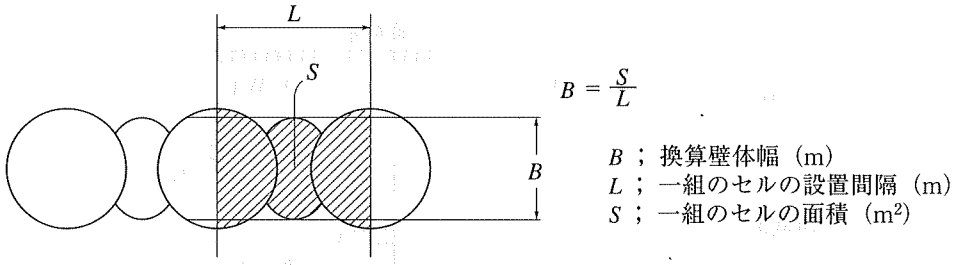


図-4.4.5　換算壁体幅

〔2〕壁体のせん断変形に対する検討

鋼矢板セル式係船岸にあっては、セル底面に関する抵抗モーメントと変形モーメント、及び海底面に関するセル内土の抵抗モーメントと変形モーメントを用いて、式（4.4.3）により永続状態におけるせん断変形に関する検討を行います。なお、構造解析係数γaについては、1.2以上の適切な値を用いることができます。

$$M_{\gamma d} \geqq \gamma_a \cdot Md_d$$
$$M'_{\gamma d} \geqq \gamma_a \cdot M'd_d \qquad (4.4.3)$$

M_γ；セル底面に関する抵抗モーメント（kN·m/m）

M_d；セル底面に関する変形モーメント（kN·m/m）

M'_γ；海底面に関するセル内土の抵抗モーメント（kN·m/m）

M'_d；海底面に関する変形モーメント（kN·m/m）

γ_a；構造解析係数

〔3〕変形モーメントの計算

変形モーメントは、セル底面および海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等のセル底面および海底面に対するモーメントとします。この場合、係船岸の天端からセル底面または海底面までの土圧の水平分力のみを考慮し、土圧の鉛直分力は考慮しませんが主働土圧の算定では載荷重を考慮します。

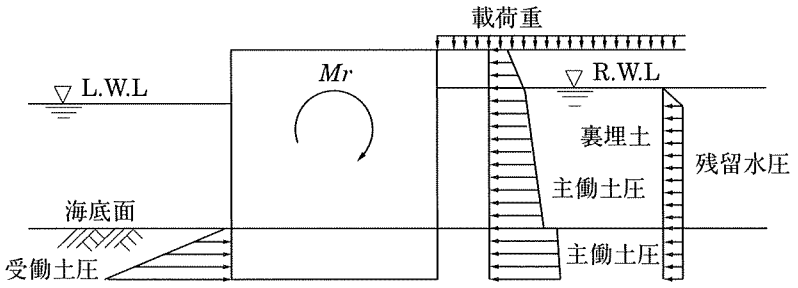


図-4.4.6　せん断変形の検討で考慮する作用力および抵抗力

〔4〕セル底面に関する抵抗モーメント

セル底面に関する抵抗モーメントは、模型実験[8)]の結果より、根入れ比D/Hによって割増しできることが示されており（図-4.4.7参照）、式（4.4.4）で算定することができます。

$$M_{rd} = (M_{r0d} + M_{rsd}) \cdot (1 + \alpha \cdot D/H) \qquad (4.4.4)$$

M_r；セル底面に関する抵抗モーメント（kN·m/m）

M_{r0}；セル底面に関するセル内土の抵抗モーメント（kN·m/m）

M_{rs}；セル底面に関する継手摩擦力による抵抗モーメント（kN·m/m）

D/H；根入れ比　（D；根入れ長（m），H；セル壁高（m））

α；根入れ比による割増係数（α = 1.0）

なお、式（4.4.4）は実験結果に基づく式であり、理論的な解明は必ずしも十分ではないため、割増係数は、図-4.4.7の実験結果の下限値に近い値 α =1.0をとることにしたものです。

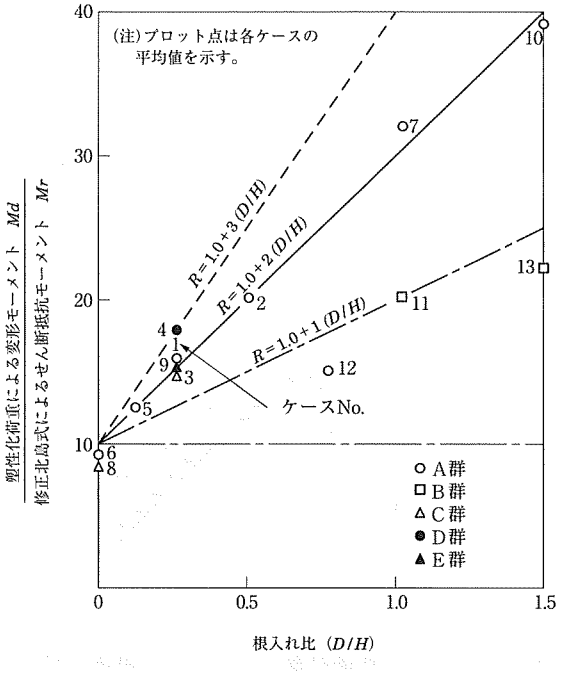


図-4.4.7　抵抗モーメントと根入れ比との関係

（1）セル内土の抵抗モーメントの計算式

セル底面におけるセル内土の抵抗モーメントを求める際、セル内土のせん断破壊面は図-4.4.8に示すようにセル底面前面側から主働崩壊面、背面より受動崩壊面が発生すると仮定し、また、これらの崩壊面上にそれぞれ主働土圧、受働土圧が作用するのものとします。このとき、主働・受働崩壊角及び主働・受働土圧は以下のようなランキン土圧式を用います。

主働崩壊角　$\xi_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_d}{2}$

受働崩壊角　$\xi_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_d}{2}$

主働土圧　$p_{ad} = K_a \cdot w_d \cdot h$ 、 $K_a = \frac{1-sin\phi_d}{1+sin\phi_d}$

受働土圧　$p_{pd} = K_a \cdot w_d \cdot h$ 、 $K_p = \frac{1+sin\phi_d}{1-sin\phi_d}$　　(4.4.5)

ここに、　ϕ：セル内土の内部摩擦角（°）

w：土の単位体積重量（kN/m^3）

h：土層厚（m）

式（4.4.5）中の設計用値は、以下の式を用いて求めることができます。

$$w_d = \gamma_w \cdot wk\,,\ tan\,\phi_d = \gamma_{tan\,\phi} \cdot tan\,\phi_k$$

このとき、せん断面上の土圧によるモーメントは、式（4.4.6）で算出します（図-4.4.8を参照）。

$$M_{r0d} = \int_0^d (p_{pd} - p_{ad})(d - x) \cdot \frac{2}{3} tan\ \varphi_d\ dx \qquad (4.4.6)$$

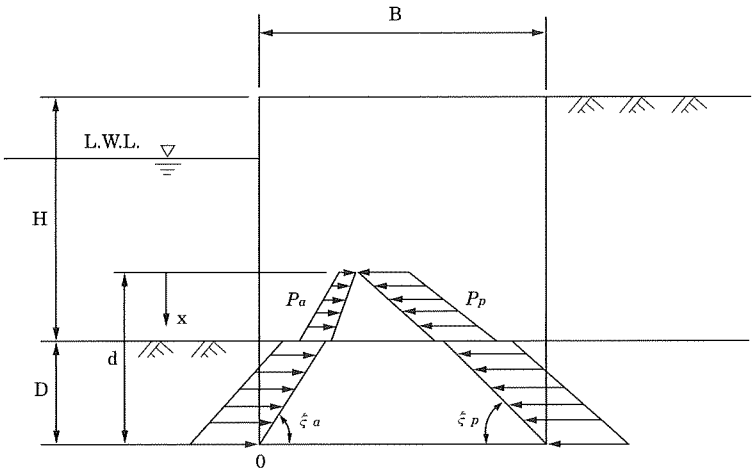


図-4.4.8　セル底面位置におけるせん断面の仮定

また、地盤とセル内土の内部摩擦角にあまり差がない場合や、根入れ比が大きく中詰まで崩壊面が到らない場合には以下の簡略式（4.4.7）を用います。

$$M_{r0d} = \frac{1}{6} w_{0d} \cdot R_{0d} \cdot H_{0d}^{\ 3} \qquad (4.4.7)$$

$$R_{0d} = \frac{2}{3} \nu_{0d}^{\ 2} (3 - \nu_{0d} cos\phi_d)\ tan\phi_d\ sin\phi_d$$

$$H_{0d} = \frac{1}{w_{0d}} \sum_i w_{id} \cdot h_i$$

w_0 ；セル内土の換算単位体積重量（セル内土の単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量）で一般には、w_{0k} = 10（kN/m^3）を用います。

H_{0d} ；セル内土の換算単位体積重量を用いた場合のセル内土による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高（m）

w_i ；i層のセル内土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ；i層の層厚（セル底面から係船岸天端まで）（m）

ν_{0d} = B/H_{0d}

B ；換算壁体幅（m）

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k}$、$w_{id} = \gamma_{wi} \cdot w_{ik}$

なお、セル内土の抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は1.0とすることができます。

中詰に粘性土を用いたセルの挙動については不明な点が多いので、中詰材に粘性土を用いることは極力避けるべきです。

セルを粘性土地盤に根入れした場合のセル内土による抵抗モーメントM_{r0d}は式(4.4.8)で計算してもよいが、セル内土に粘性土を含むセルの抵抗モーメントは解明されていないため、せん断変形の検討面は、図-4.4.9のように海底面及びセル下端だけでなく、粘性土層下端等の危険と考えられる面で検討を行う必要があります。その場合の根入れ効果の算定に当っては、検討面での根入比を用います。この場合、せん断変形に関する照査において用いる構造解析係数は1.20とし、その他の部分係数は1.0とできます。

$$M_{r0d} = \int_0^d (p_{pd} - p_{ad})(d - x\ dx) \tag{4.4.8}$$

$$p_{ad} = K_a \cdot w_d h - 2c_d\sqrt{K_a}\ 、\quad K_a = \frac{1-\sin\phi_d}{1+\sin\phi_d}$$

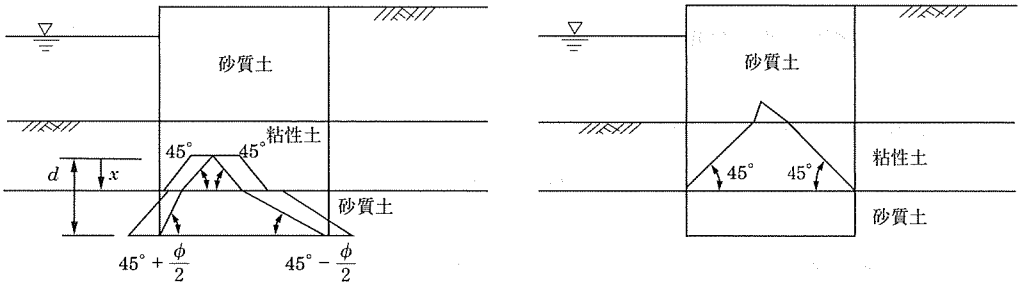
$$p_{pd} = K_p \cdot w_d h + 2c_d\sqrt{K_p}\ 、\quad K_p = \frac{1+\sin\phi_d}{1-\sin\phi_d}$$

ϕ；セル内土の内部摩擦角（°），　c；セル内土の粘着力（k N /m^2）

w；土の単位体積重量（kN/m^3），　h；土層厚（m）

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$c_d = \gamma_c \cdot ck,\ w_d = \gamma_w \cdot w_k,\quad tan\ \phi_d = \gamma_{tan\ \phi} \cdot tan\ \phi_k$



(a) セル底面で検討する場合　　(b) 粘性土下端で検討する場合

図-4.4.9　セル内土に粘性土を含む場合のせん断面の仮定

（2）継手摩擦力による抵抗モーメントの計算式

継手摩擦力による抵抗モーメントは以下のように計算します。

$$M_{rsd} = \frac{1}{6} w_{0d} \cdot R_{sd} \cdot H_{sd}^{3} \qquad (4.4.9)$$

$$R_{sd} = \frac{3}{2} \nu_{sd} f \tan\phi_d \qquad (4.4.10)$$

$$H_{sd} = 2\sqrt{\frac{\sum P_{id}}{w_{0d} \tan\phi_d}} \qquad (4.4.11)$$

Hs；セル内土の換算単位体積重量を用いた場合の矢板継手間摩擦力による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高(m)

図-4.4.10 において土圧分布(a)の合力と換算土圧分布図(b)の合力が、等しくなるように式 4.4.9 にて計算します。この場合、セル内土の土圧係数は矢板張力の計算と異なり、0.5tanφ を用います。

Pi；i 層のセル内土の土圧合力（kN/m）

この場合、上載圧は考慮しません。

w_0；換算単位体積重量(kN/m^3)

φ；セル内土のせん断抵抗角（°）

$\nu_{sd} = B/H_{sd}$

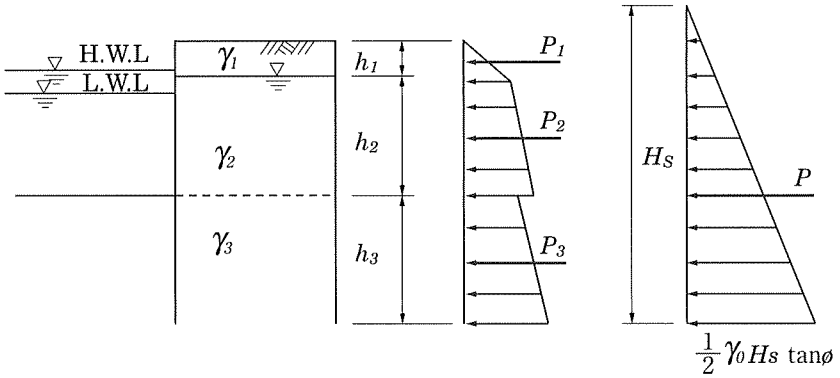
B；換算壁体幅（m）

f ；矢板継手間の摩擦係数で一般に 0.3 を用います。

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k}$、$\tan\varphi_d = \gamma_{\tan\varphi} \cdot \tan\varphi_k$、$f_d = \gamma_f \cdot f_k$

なお、継手摩擦力による抵抗モーメントの計算に用いる全ての部分係数は 1.0 とできます。



（a）土圧分布図　　（b）換算土圧分布図

図-4.4.10　換算壁高

セルを粘性土地盤に根入れした場合の継手摩擦力による抵抗モーメント M_{rs} は式（4.4.10）で計算できます。

$$M_{rsd} = \frac{2}{3}(P_{id}+P_{2d}+P_{3d})\, f_d\, B \qquad (4.4.10)$$

P_1，P_2，P_3；図-4.4.10 においてセル内土の各層の合力（kN/m）

w_1，w_2，w_c；図-4.4.11 において各層のセル内土の材料の単位体積重量（kN/m^3）

h_1，h_2，h_c；図-4.4.11 において各層のセル内土の層厚（m）

K_s；セル内土の砂質土の土圧係数　K_s= 0.6

K_c；セル内土の粘性土の土圧係数　K_c= 0.5

B　；換算壁体幅（m）

f　；矢板継手間の摩擦係数　f =0.3

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k}$、$tan\varphi_d = \gamma_{tan\varphi} \cdot tan\varphi_k$、$f_d = \gamma_f \cdot f_k$,

$P_{1d} = \gamma_{P1} \cdot P_{1k}$、$P_{2d} = \gamma_{P2} \cdot P_{2k}$、$P_{3d} = \gamma_{P3} \cdot P_{3k}$

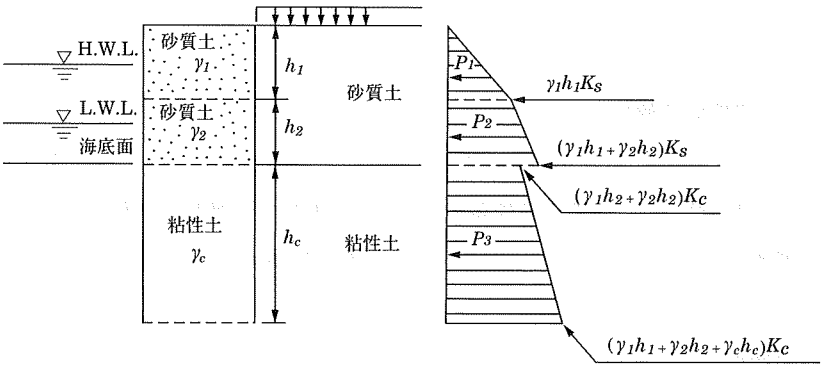


図-4.4.11　　セル内土の土圧

〔5〕海底面に関するセル内土の抵抗モーメント

海底面に関するセル内土の抵抗モーメントは式（4.4.11）を用いて算出します。

$$M_{rd}' = \frac{1}{6} w_{0d} \cdot R_{0d} \cdot H_{0d}'^{3} \qquad (4.4.11)$$

$$R_{0d}' = \nu_{0d}'^{2} (3 - \nu_{0d}' \cos\phi') \sin\phi'$$

$$H_{0d}' = \frac{1}{w_{0d}} \sum_{i} w_{id}' h_i'$$

Mr' ；海底面に関する鋼矢板セルの抵抗モーメント（kN･m/m）

H_0' ；セル内土の換算単位体積重量を用いた場合のセル内土による抵抗モーメントを計算するための海底面からの換算壁高(m)

wi' ；海底面上 i 層のセル内土の単位体積重量（kN/m^3）

hi' ；海底面上 i 層の層厚（m）

ν_0' ＝ B/H_0'

ϕ' ；海底面より上のセル内土のせん断抵抗角（°）

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$w_{0d} = \gamma_{w0} \cdot w_{0k}$, $w_{id}' = \gamma w_i' \cdot w_{ik}'$

4.4.6 壁体全体としての安定の検討

壁体全体としての安定の検討は、壁体を地盤に弾性支持される剛体とみなして、作用に対する地盤反力および壁体の変位を求めます。地盤反力は、地盤の弾性領域をこえない範囲では地盤反力係数と変位量の積として求められます。ここでは地盤反力および壁体の変位がそれぞれの変形量の許容値をこえない場合に、重力式壁体としての安定が確保されるものと考えています。

〔1〕地盤反力係数

地盤反力係数には、水平方向地盤反力係数、セル底面の鉛直方向地盤反力係数および水平方向せん断ばね定数があります。これらの地盤反力係数は、地盤調査の結果に基づいて以下のように求めることができます。

（1）水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、3.3 の図-3.3.1 に掲載されている横山の提案式により算定できます。

$$k_{ch} = 2000N \qquad (4.4.12)$$

k_{ch} ；水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

N ；N 値

（2）鉛直方向地盤反力係数

セル底面の鉛直方向地盤反力係数は、セル底面における水平方向地盤反力係数と同じ値とします。

（3）水平方向せん断ばね定数

セル底面の水平方向せん断ばね定数は、鉛直方向地盤反力係数を用いて式（4.4.13）により算定することができます。

$$k_s = \lambda k_v \tag{4.4.13}$$

k_s；水平方向せん断ばね定数（kN/m^3）

λ；水平方向せん断ばね定数と鉛直方向地盤反力係数の比

k_v；鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）

既存の研究によると、λ値はλ = 1/2～1/5が提案されていますが[9) 10)]、鋼矢板セルの場合、λ = 1/3程度としています。

〔2〕地盤反力および壁体の変位の計算

壁体に作用する荷重に対して、水平地盤反力、壁体底面の鉛直地盤反力および水平方向せん断反力、セル前壁とセル後壁の鉛直摩擦力で抵抗するものとします。

地盤反力および壁体の変位は、以下の仮定および方法により計算しますが、繰り返し計算を行い収束させます。

（1）地盤反力

1）水平地盤反力

水平地盤反力は、地盤の降伏を考慮して 4.4.3 壁体に作用する土圧 に準じて算定される受働土圧強度をこえないものとします。図-4.4.12 に地盤反力が部分的に受働土圧強度に達している場合の地盤反力の例を示します。

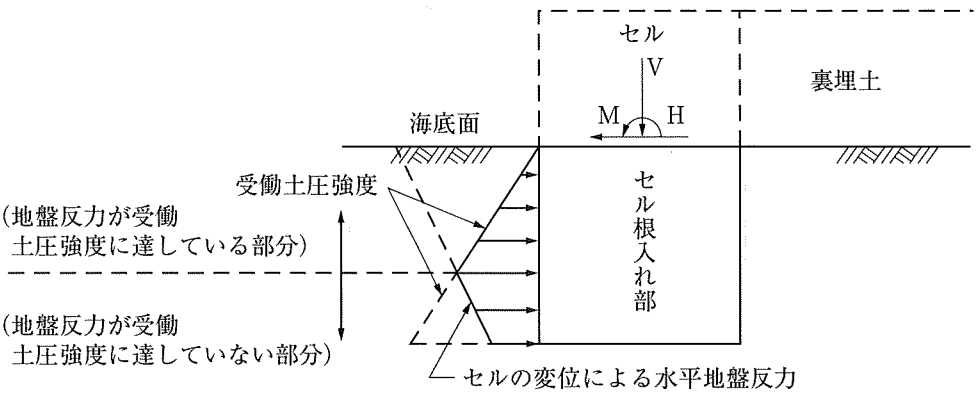


図-4.4.12　水平地盤反力分布の例

2）鉛直地盤反力

セル底面の鉛直地盤反力は台形又は三角形分布となり、引張応力は生じないものとします。

（2）鉛直摩擦抵抗力

鉛直摩擦力は、セル前壁とセル後壁に考慮作用するものとし、鉛直摩擦抵抗力は水平土圧または地盤反力と tan δ の積とします。この場合、δ は壁面摩擦角とします。

（3）作用力の分布

セルに作用する荷重、地盤反力などの作用力の標準的な分布を図-4.4.13 に示します。

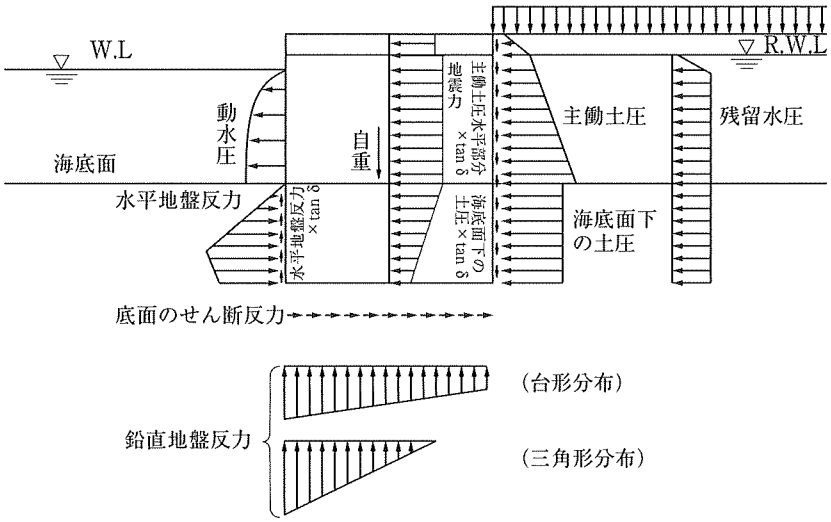
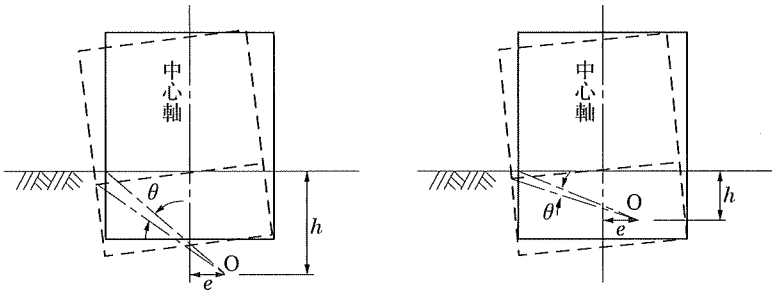


図-4.4.13　外力の分布

（4）セルの変位モード

セルは図-4.4.14 に示すように、その中心軸から距離 e、海底面からの深さ h の点 O を中心に回転するものと考えます。回転中心がセル内にある場合には、回転中心以深では水平地盤反力はセル後壁に生じます。



(a) 回転中心が壁体外にある場合　　(b) 回転中心が壁体内にある場合

図-4.4.14　壁体の変位モード

（5）地盤反力および壁体の変位の計算式

壁体中央地盤面位置に水平力、鉛直力およびモーメントが作用し、地盤がn層から成る場合の計算モデルを図-4.4.15に示します。

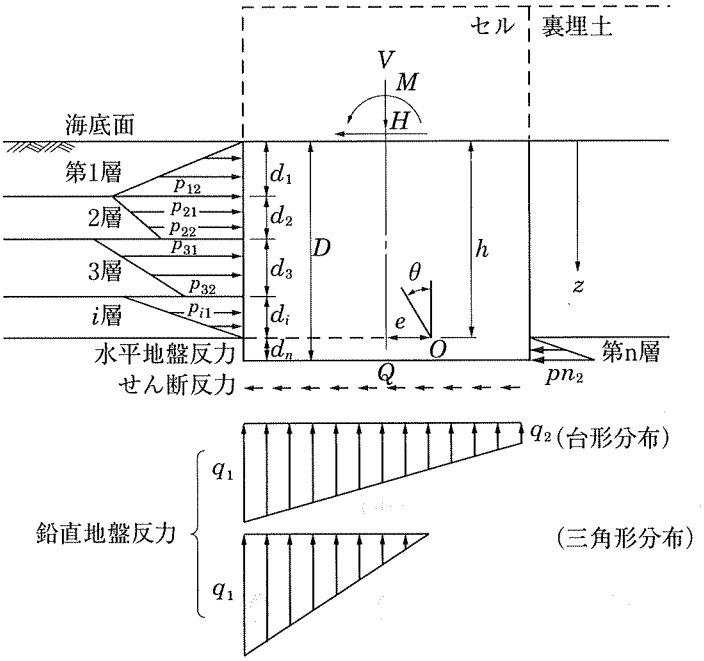


図-4.4.15　計算モデル

(a) 鉛直地盤反力が台形分布をする場合

①水平地盤反力（k N /m）

$$
\left.
\begin{aligned}
p_{12} &= K_{H1}(h - d_1)\theta \\
p_{21} &= K_{H2}(h - d_1)\theta \\
p_{22} &= K_{H2}(h - d_1 - d_2)\theta \\
&\vdots \\
p_{i1} &= K_{Hi}\left(h - \sum_{j=1}^{i-1} d_j\right)\theta \\
p_{i2} &= K_{Hi}\left(h - \sum_{j=1}^{i} d_j\right)\theta \\
&\vdots \\
p_{n1} &= K_{Hn}\left(h - \sum_{j=1}^{n-1} d_j\right)\theta \\
p_{n2} &= K_{Hn}\left(h - \sum_{j=1}^{n} d_j\right)\theta
\end{aligned}
\right\} \qquad (4.4.14)
$$

②鉛直地盤反力（kN/m^2）

$$\left.\begin{aligned} q_1 &= K_V\,(e + B/2)\,\theta \\ q_2 &= K_V\,(e - B/2)\,\theta \end{aligned}\right\} \qquad (4.4.15)$$

③壁体底面のせん断反力（kN/m）

$$Q = K_S\,(h - D)\,\theta A \qquad (4.4.16)$$

④壁体の水平変位（m）

$$\delta_z = (h - z)\,\theta \qquad (4.4.17)$$

⑤壁体の回転角（°）

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_3}{K_1 K_4 - K_2 K_3} \qquad (4.4.18)$$

⑥壁体の回転中心の深さ（m）

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 + HK_3} \qquad (4.4.19)$$

⑦壁体中心軸から壁体の回転中心までの距離（m）

$$e = \frac{1}{K_v A}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum_{i=1}^{n} K_{Hi} d_i \tan|\delta_i| + \sum_{i=1}^{n} K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan|\delta_i|\right\} \qquad (4.4.20)$$

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n} K_{Hi} d_i + K_s A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + K_s AD$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + K_s AD$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{K_{Hi} d_i \left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + K_s AD^2 + \frac{1}{12} K_V A^3$$

ただし、壁面摩擦角δは、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地層では正とします。

(b) 鉛直地盤反力が三角形分布をする場合

水平地盤反力、壁体の水平変位、回転角、回転中心の深さは（a）と同一の形で表されます。

①鉛直地盤反力（kN/m^2）

$$q_{1k} = K_v(e+\frac{B}{2})\theta \tag{4.4.21}$$

②壁体底面のせん断反力（kN/m）

$$Q_k = K_S(h-D)\theta A' \tag{4.4.22}$$

$$A' = e+\frac{B}{2}$$

③壁体中心軸から壁体の回転中心までの距離（m）

$$e = \frac{1}{k_v A}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum_{i=1}^{n} k_{Hi} d_i \tan|\delta_i| + \sum_{i=1}^{n} k_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan|\delta_i|\right\} \tag{4.4.23}$$

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n} k_{Hi} d_i + k_s A$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + k_s A D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{Hi} d_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + k_s A' D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{Hi} d_i \left(\frac{{d_i}^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1} d_j \sum_{j=1}^{i} d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1} d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + k_s A D^2 + \frac{1}{12} k_V A^3$$

ただし、壁面摩擦角δは、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地層では正とします。

(a), (b) の場合の式において

V；壁体に作用する鉛直力（kN/m）

H；壁体に作用する水平力（kN/m）

M；壁体の地盤面中央点に作用するモーメント（kN･m/m）

ただし、壁体に作用する外力は、法線方向単位長さ当りのものとする。

D；根入れ長（m）

d_i；根入れ部地盤の各層厚（m）

B；換算壁体幅（m）

K_{Hi}；根入れ部地盤の各層の水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

K_v；壁体底面における鉛直方向地盤反力係数（kN/m^3）

K_s；壁体底面における水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

A；壁体底面の法線方向単位長さ当りの面積（m^2/m）

A'；鉛直地盤反力が正である壁体底面の法線方向単位長さ当りの面積（m^2/m）

(6) 地盤の支持力の検討

地盤の支持力の検討は、セルを浅い基礎として偏心傾斜荷重に対して式 (4.4.24) の簡易ビショップ法により行います。

$$\gamma_{Ff}Ff = \frac{\sum\left\{ [c_d S + (W'_d + q_d)\tan\phi_d] \dfrac{\sec\theta}{1 + \tan\theta\tan\phi_d / \gamma_{Ff}Ff} \right\}}{\sum\left\{ (W_d + q_d)\ \sec\theta + \alpha P_{Hd}/R \right\}} \qquad (4.4.24)$$

R ；円弧滑りの滑り円の半径（m）

c_d ；粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さの設計用値、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見かけの粘着力の設計用値（kN/m^2）

W'_d ；単位長さ当たりの分割片の有効重量の設計用値（kN/m）

q_d ；分割片上部からの鉛直作用の設計用値（kN/m）

θ ；分割片底面が水平面となす角度（°）

ϕ_d ；粘性土地盤の場合においては0、砂質土地盤の場合においては排水条件におけるせん断抵抗角の設計用値（°）

W_d ；単位長さ当たりの分割片の全重量の設計用値（土と水の全重量）（kN/m）

P_{Hd} ；円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用の設計用値（kN/m）

α ；水平外力Hの作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの腕の長さ（m）

S ；分割片の幅（m）

γ_{Ff} ；解析手法に関する部分係数

式（4.4.24）を基に、$\gamma_{Ff} \cdot F_f$を算出し、照査パラメータ$F_f \geqq 1.0$により安定性を照査します。

また、式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。特に指定がない場合には、部分係数γの値は1.0を用います。なお、偏心傾斜した作用に対する支持力の解析手法における部分係数γ_{Ff}の標準値は以下を用いることができます。

$$c_d = \gamma_c \cdot c_k,\ W'_d = \gamma_{W'} \cdot W'_k,\ q_d = \gamma_q \cdot q_k,\ \phi_d = \tan^{-1}(\gamma_{\tan\phi}\tan\phi_k),\ P_{Hd} = \gamma_{PH} \cdot P_{Hk}$$

表-4.4.1　偏心傾斜した作用に対する支持力の解析手法における部分係数γ Ffの標準値例

	係船岸壁	防波堤
永続状態	0.83以下	−
レベル1地震動に関する変動状態	1.00以下	−
波浪に関する変動状態	−	1.00以下

(7) 壁体の滑動の検討

壁体の滑動の検討は，一般に式（4.4.25）によって算定します。

$$(W_d + P_{vd}) \cdot tan\varphi_d \geq \gamma_a \cdot k_s \cdot \delta \cdot b \qquad (4.4.25)$$

W；壁体の重量（kN/m）

P_v；前壁および後壁に作用する土圧の鉛直分力（kN/m）

ϕ；壁体底面における土のせん断抵抗角（°）

k_s；セル底面における水平方向せん断ばね定数（kN/m^2）

δ；セル底面変位（m）

b；鉛直地盤反力の分布幅（m）

γ_a；構造解析係数

式中の設計用値は，以下の式により算出することができます。

$W_d = \gamma_w \cdot W_k$、$P_{vd} = \gamma_{Pv} \cdot P_{vk}$、$tan\phi_d = \gamma_{tan\phi} tan\phi_k$

壁体重量は、載荷重を含まない重量で、浮力を差し引いた値とします。前壁および後壁に作用する土圧の鉛直分力としては、主働土圧の鉛直分力、地盤面下の土圧による摩擦力、受働土圧の鉛直分力、地盤反力による鉛直分力などを考慮します。土圧の鉛直分力の作用方向は、壁体の重量のそれと同じ方向を正とします。壁体底面における土の内部摩擦角は、壁体底面の上方または下方地盤の土で異なる場合は、それらのうち安全側として小さい値をとります。

4.4.7 壁体天端の許容変位量

許容変位量は、一般に構造物の用途により決定されますが、港湾構造物においてはその値が一律には定められていません。しかし、壁体天端の変位量が大きくなると機能上支障をきたすことがあるため、構造物の過去の被災例等を参考に、壁体天端の許容変位量は壁高の1.5%以内とすることが望ましいとされています。

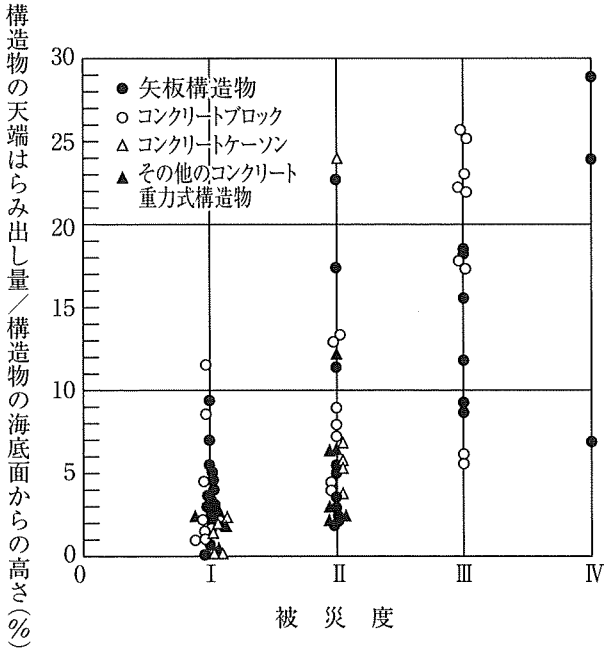


図-4.4.16 被災度と天端はらみ出し量／壁高[2)]

表-4.4.2　被災度と被災状況

被災度	被災の状況
0	無被災
Ⅰ	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの
Ⅱ	本体にかなりの変状の起こったもの
Ⅲ	形はとどめているが構造物本体に破壊が起こったものと認められるもの
Ⅳ	全壊して形をとどめていないもの

4.4.8　セル平面形状の決定

セルの配置は、壁体のせん断変形に対する検討、あるいは壁全体としての安定で求めた換算壁体幅の壁体と等面積になるようにします。円形セルにおける換算壁体幅の計算は以下のように行ないます。

$$
\begin{aligned}
S_1 &= \triangledown ABC \times 2 = \pi R^2 \times \frac{\theta_1}{360} \times 2 \\
&= \frac{\pi}{180} R^2 \theta_1 \\
S_2 &= \triangle ACD \times 2 = \frac{1}{2} \times \overline{AD} \times \overline{CD} \times 2 \\
&= \frac{R^2}{2} \sin 2\theta_1 \\
S_3 &= \square CC'D'D = \overline{CD} \times \overline{CC'} \\
&= 2Rr \cos\theta_1 \sin\frac{\theta_2}{2} \\
S_4 &= \frown CGC' = \triangledown ECGC' - \triangledown ECC' \\
&= \pi r^2 \times \frac{\theta_2}{360} - \frac{1}{2} \times \overline{CC'} \times \overline{FE} \\
&= \left(\frac{\pi\theta_2}{360} - \frac{1}{2} \sin\theta_2 \right) r^2 \\
\text{ただし,}\quad & \theta_1 + \frac{\theta_2}{2} = 90^\circ \\
S &= (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times 2 \\
B &= \frac{S}{L}
\end{aligned}
\qquad (4.4.26)
$$

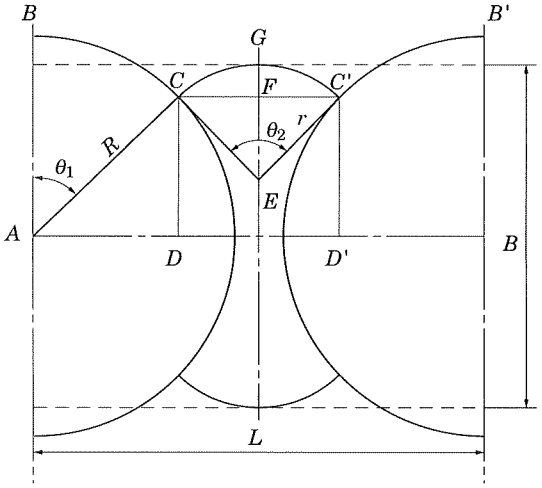


図-4.4.17　セル面積と換算壁体幅

4.4.9 鋼矢板張力の検討

鋼矢板張力の検討は、通常海底面において行い、式（4.4.27）で計算します。

$$T=\{(w_{0d}H_0'+q_d)\,K_{id}+\rho_0 g h_{wd}\}R \qquad (4.4.27)$$

T；矢板張力（kN/m）

K_i；中詰の土圧係数

w_o；中詰の換算単位体積重量（kN/m^3）

ρgh_w；セル内と前面との水位差により生じる浮力（kN/m）

H_o'；換算壁高（m）

R；セルの半径または

q；載荷重（kN/m^2）

式中の設計用値は、以下の式を用いて算出できます。

$K_{id}=\gamma_{Ki}\cdot K_{ik}$、$q_d=\gamma_q\cdot q_k$、$w_{0d}=\gamma_{w0}\cdot w_{0k}$

セル本体の中詰土圧係数の特性値としては$\tan\phi$を用います。これは、鋼矢板セルが中詰を締固めることを前提としており、中詰を締固めた場合せん断抵抗角が大きくなると同時にセルの内圧が増大することが考慮されているからです。なお、中詰に砕石のようなせん断抵抗角が大きい材料を用いた場合や締固めを行わない場合は、一般に中詰土圧係数の特性値を0.6とすることができます。また、アーク部の中詰土圧係数の特性値は$0.5\tan\phi$としています。

直線形鋼矢板の継手引張強度は表-4.4.3の通りです。

表-4.4.3　直線形鋼矢板の継手引張強度

名称	継手引張強度（MN/m）
FL	3.92
FXL	5.88

4.4.10 T矢板の設計

T矢板の構造は、セル本体およびアーク部に作用する相互の張力に対して安全であるよう設計します。T矢板の標準的な構造を図-4.4.18に示します。

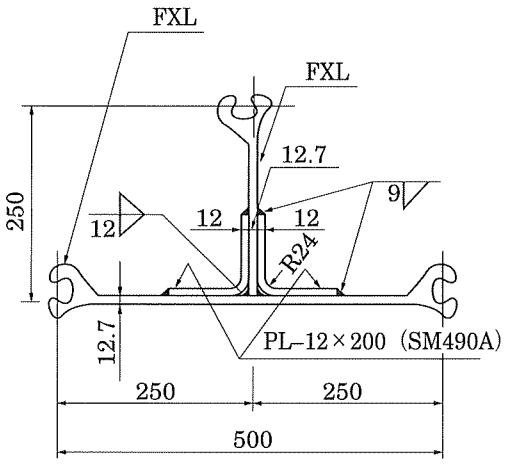


図-4.4.18　T矢板の標準断面図

4.4.11　上部工の設計

セル岸壁では法線を直線にするため上部工が必要です。上部工は図-4.4.19のように行い、セル内外の杭で上部工の自重を支持させるようにします。

上部工に働く外力は上部工の自重、地震時の慣性力、背後の裏込め土圧、上載荷重、船舶のけん引力、衝撃力などであり、これらの荷重に抵抗できるように設計します。なお、セルの内部にクレーン、上屋、倉庫などの基礎がはいるときは基礎杭を打って荷重を深部に伝えることが望ましいとされています。

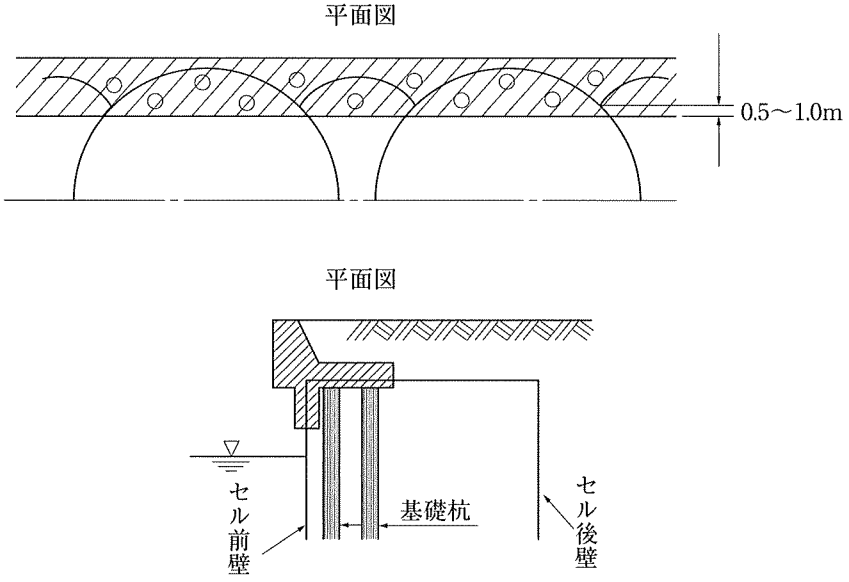


図-4.4.19　セル式鋼矢板岸壁の上部工

4.4.12 鋼矢板セル工法の設計例

鋼矢板セル工法の設計例を以下に示します。

計算方法の詳細については、4.4.2～4.4.11をご参照下さい。

1．設計条件

(1) 標高

(i) 天端高　；C.H. = + 3.00m

(ii) 設計水深；D.L. = − 10.00m

(iii) 残留水位；R.W.L. = + 1.30m

(iv) 低水位　；L.W.L. = ± 0.00m

(2) 照査用震度；ここではkh = 0.15として検討を行う

(3) 上載荷重　；q = 30 kN/m^2 (永続状態)，q = 15 kN/m^2 (変動状態)

(4) 土質条件　；図-4.4.20に示します

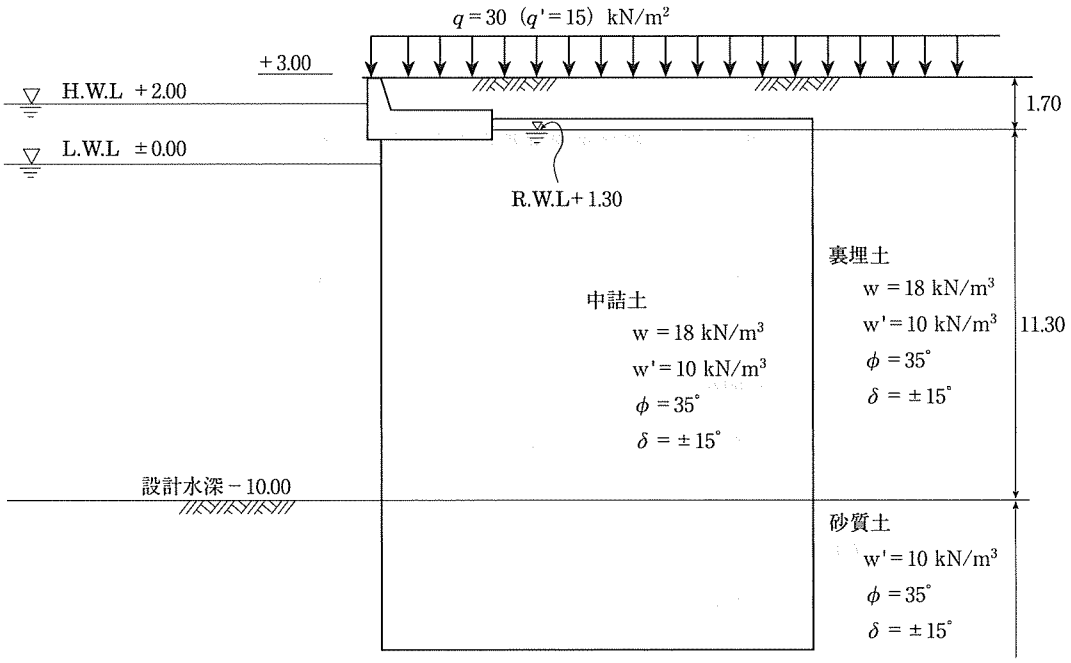


図-4.4.20　設計条件

水平方向地盤反力係数；k_h = 20,000 kN/m^3

鉛直方向地盤反力係数；$k_v = k_h$ = 20,000 kN/m^3

せん断ばね定数　　；k_s = 1/3 k_v = 6,000 kN/m^3

2．換算壁体幅の計算

円形セルの場合、本体とアーク部と接続するＴ矢板は、図-4.4.17に示すように$\theta_1 = 45°$のところへ配置します。この場合、セル本体の所用枚数は4の整数倍とする必要があります。また、セル本体の半径は、換算壁体幅の約60%程度、セル中心間距離はセル本体の直径の1.1倍程度とすることが多いので、これらを参考にセルの諸元を図-4.4.21にように仮定します。

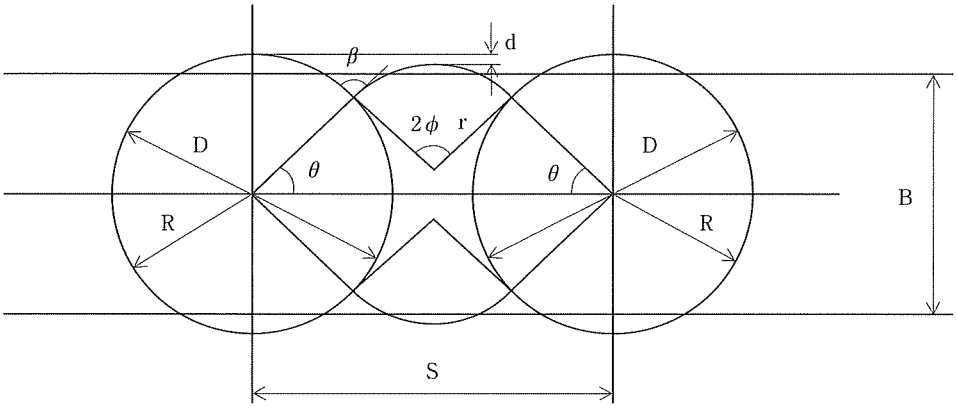


図-4.4.21　セルの平面形状

表-4.4.4　壁体換算幅算定に係る結果一覧

本体セル直径　D	14.00　(m)
本体セル半径　R	7.00　(m)
アーク半径　r	3.82　(m)
本体セル間隔　S	15.30　(m)
セル取付角度　θ	45　(°)
アーク取付角度　ϕ	45　(°)
T型継手取付角度　β	90　(°)
換算壁体幅　B	12.28　(m)

3．せん断変形の検討

(1) 変形モーメント算定用の荷重強度分布

4.4.3 の要領で算定すると図-4.4.22 に示すようになります。

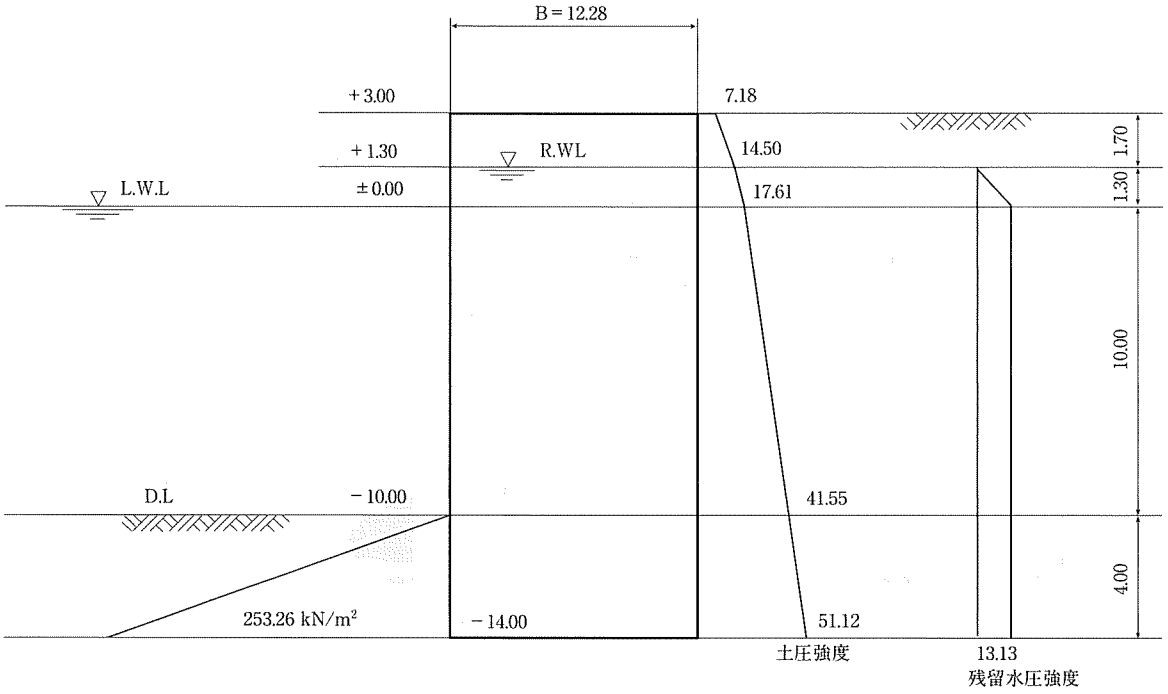


図-4.4.22　荷重強度分布

(2) せん断変形の検討結果

4.4.4 の要領で算定すると表-4.4.5 に示すようになります。

表-4.4.5　せん断変形の検討結果

				海底面	セル底面
変形モーメント		ΣM_0	(kN·m/m)	2,469.18	4,156.54
構造解析係数		γ_a		1.20	1.20
$\gamma_a \cdot \Sigma M_0$			(kN·m/m)	2,963.02	4,987.85
抵抗モーメント	中詰め土抵抗モーメント	Mf	(kN·m/m)	4,757.89	3,028.07
	継手摩擦抵抗モーメント	Ms	(kN·m/m)	0.00	2,146.41
	$M_t = M_f + M_s$		(kN·m/m)	4,757.89	5,174.48
	セル堤体壁高さ	H	(m)	13.00	13.00
	根入れ長	D	(m)	4.00	4.00
	根入れ係数	α		0.00	1.00
	$C = 1 + \alpha \cdot D/H$			1.00	1.31
	抵抗モーメント $\Sigma M_r = C \cdot M_t$		(kN·m/m)	4,757.89	6,766.63
判　定				OK	OK

4．重力式壁体としての安定の検討

(1) 壁体に作用する荷重

1) 永続状態

水平荷重は、土圧の水平成分および残留水圧について算定します。また、モーメントの回転中心は，設計海底面とします。

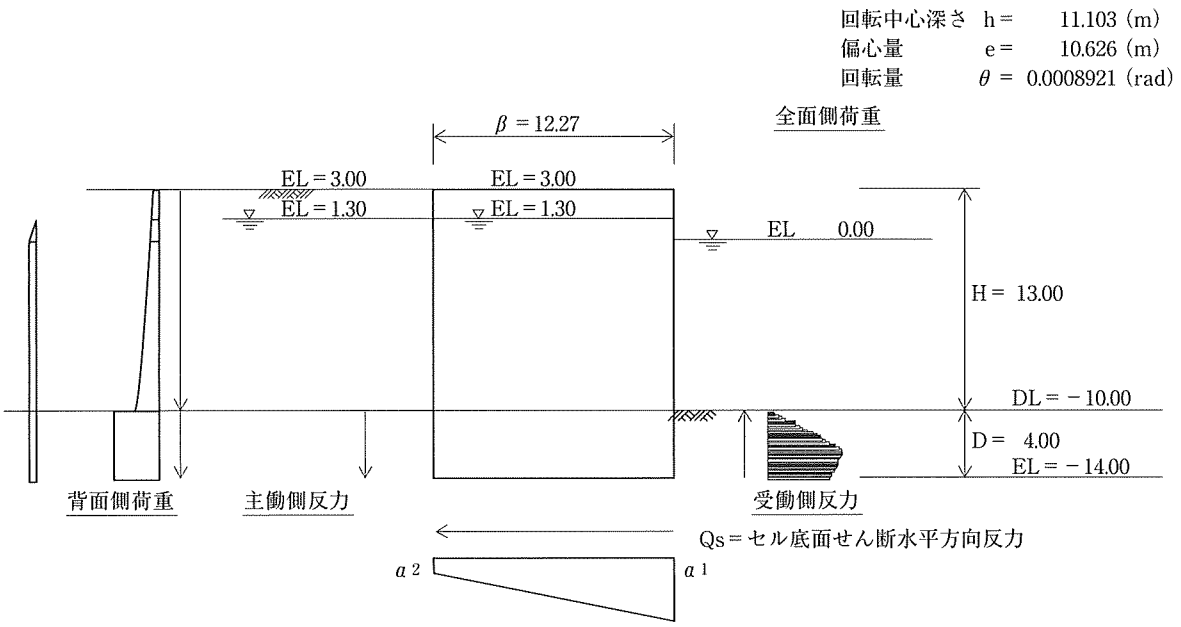


図 -4.4.23　荷重強度分布（永続状態）

2) 変動状態

水平荷重は、土圧の水平成分、残留水圧および壁体に作用する地震力について算定します。

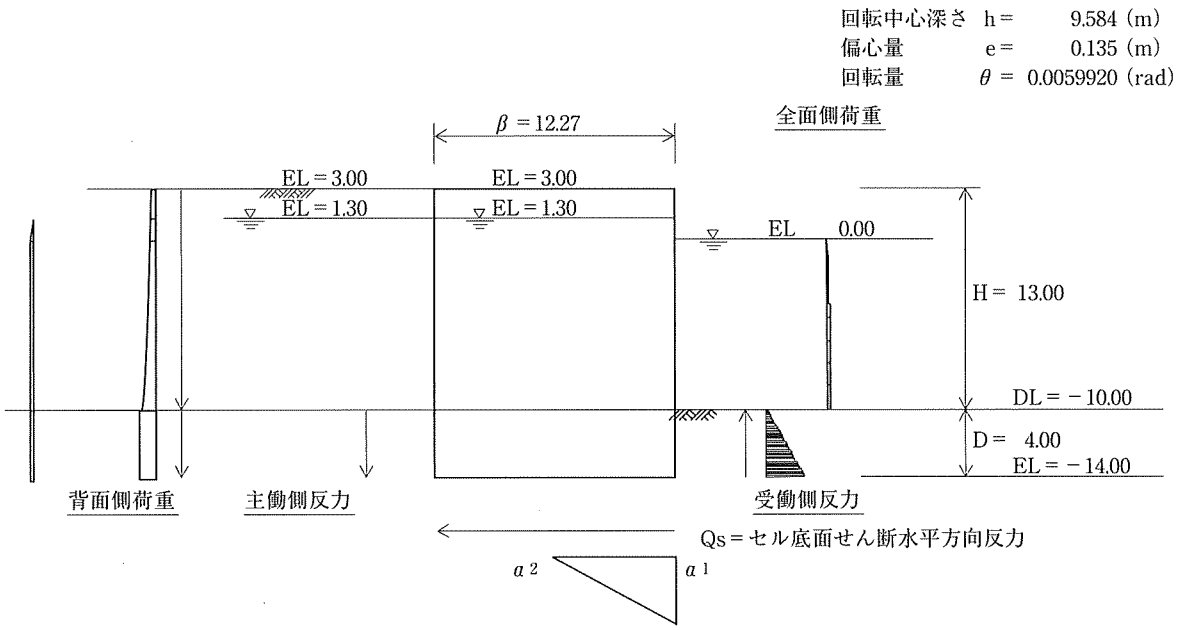


図 -4.4.24　荷重強度分布（変動状態）

(2) 地盤反力および壁体変位の計算

壁体を地盤に弾性支持された剛体とみなして、地盤反力を算定します。水平地盤反力度は、地盤の降伏を考慮して受働土圧強度を超えないものとします。収束計算によって得られた結果を以下に示します。

常　時

θ = 0.00089 rad

h = 11.10m

e = 10.63m

地震時

θ = 0.00624 rad

h = 9.51m

e = 0.01m

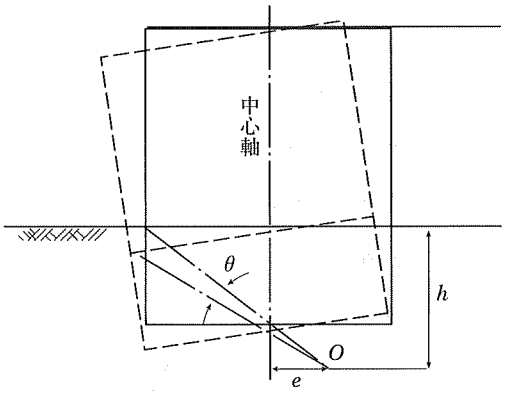


図-4.4.25　壁体の変位モード

表-4.4.6　底面反力（H, V）計算結果

				永続状態	変動状態
	セル換算壁体幅	B	(m)	12.28	
	設計海底面標高		(m)	−10.00	
	セル底面標高		(m)	−14.00	
	セル根入れ長	D	(m)	4.00	
	セル底面地盤反力係数　鉛直	K_v	(kN/m^3)	20,000.00	
	水平	K_s	(kN/m^3)	6,000.00	
回転中心	DLからの深さ	h	(m)	11.103	9.584
	偏心量	e	(m)	10.626	0.135
	回転角	θ	(rad)	0.00089	0.00599
鉛直方向反力	セル底面変位（前面）δ_{v1} = (e + 0.5·B) ·θ		(m)	0.01492	0.03758
	（背面）δ_{v2} = (e −0.5·B) ·θ		(m)	0.00399	−0.03596
	地盤反力分布長	b	(m)	12.28	6.27
	地盤反力強度（前面）	$q1 = K_v \cdot \delta_{v1}$	(kN/m^2)	299.11	751.77
	（背面）	$q2 = K_v \cdot \delta_{v2}$	(kN/m^2)	80.07	0.00
	鉛直方向反力	V_B	(kN/m)	2,327.48	2,357.99
	モーメント	M_B	(kN·m/m)	2,750.92	9,543.25
水平反力	セル底面変位	$\delta_H = (h - D) \cdot \theta$	(m)	0.00634	0.03346
	水平せん断抵抗強度	$S = K_s \cdot \delta_H$	(kN/m^2)	38.02	200.75
	水平せん断抵抗力	$H_B = S \cdot b$	(kN/m)	466.72	1259.32

(3) 地盤の支持力の計算

地盤の支持力のチェックは、(2) で求めた地盤反力を作用荷重として、ビショップ法により偏心傾斜荷重に対する検討を行います。

表-4.4.7 円弧すべり検討結果（永続状態）

耐力作用比の評価値（$M_R/M_D \geqq$）			1.00
耐力作用比	MR/MD		2.95
円弧中心座標	X	(m)	30.00
円弧中心座標	Y	(m)	3.00
円弧半径	R	(m)	21.00
抵抗モーメント	M_R	(kN·m)	63,035.81
滑動モーメント	M_D	(kN·m)	21,335.65

表-4.4.8 円弧すべり検討結果（変動状態）

耐力作用比の評価値（$M_R/M_D \geqq$）			1.00
耐力作用比	MR/MD		1.27
円弧中心座標	X	(m)	24.00
円弧中心座標	Y	(m)	3.00
円弧半径	R	(m)	21.00
抵抗モーメント	M_R	(kN·m)	72,935.78
滑動モーメント	M_D	(kN·m)	57,625.11

(4) 壁体のすべり出しの検討

壁体のすべり出しの検討は、(2) で求めたセル底面のせん断水平方向反力とセル底面の滑動抵抗力とにより計算します。

$$(W_d + P_{vd}) \cdot tan\phi_d \geq \gamma_a \cdot k_s \cdot \delta \cdot b$$

式中の設計用値は以下のとおり算出します。

$W_d = \gamma_w \cdot W$　　$P_{vd} = \gamma_{Pv} \cdot P_v$　　$tan\,\phi_d = \gamma_{tan\,\phi} \cdot tan\,\phi$

ここに、W ；壁体の重量 (kN/m)

P_v ；前壁および後壁に作用する土圧の鉛直成分 (kN/m)

ϕ ；壁体底面における土のせん断抵抗角 (°)

k_s ；セル底面における水平方向せん断ばね定数 (kN/m^2)

δ ；セル底面変位 (m)

b ；鉛直地盤反力の分布幅 (m)

γ_a ；構造解析係数

表-4.4.9　滑動に関する検討結果一覧

		永続状態	変動状態
部分係数	構造解析係数　γ_a	1.20	1.00
	壁体の重量　γ_W	1.00	1.00
	土圧合力　γ_{Pv}	1.00	1.00
	せん断抵抗角の正接　$\gamma_{\tan\phi}$	1.00	1.00
滑動抵抗力	壁体の重量　W　(kN/m)	2,253.97	2,253.97
	$W_d = \gamma_W \cdot W$	2,253.97	2,253.97
	前壁および後壁に作用する土圧の鉛直成分　P_V　(kN/m)	182.82	208.46
	$P_{Vd} = \gamma_{PV} \cdot P_V$	182.82	208.46
	壁体底面における土のせん断抵抗角　ϕ　(度)	35.00	35.00
	$\tan\phi_d = \gamma_{\tan\phi} \cdot \tan\phi$	0.70	0.70
	$(W_d + P_{Vd}) \cdot \tan\phi_d$	1,706.26	1,724.21
外力	セル底面における水平方向せん断ばね定数　ks　(kN/m^2)	6,000.00	6,000.00
	セル底面変位　δ　(m)	0.00634	0.03346
	鉛直地盤反力の分布幅　b　(m)	12.28	6.27
	$\gamma a \cdot ks \cdot \delta \cdot b$	560.42	1259.37
判定		OK	OK

(5) 壁体天端変位の検討

ここでは、壁体天端の許容変位量を壁高の1.5%以内と設定し、壁体天端変位の検討を行います。

$\delta = (H+h)\cdot\theta \le \delta_a$

ここに、δ ；セル天端変位　(m)

H ；セル天端から設計海底面のセル壁高　(m)

h ；セル壁体変位モード中心位置　DLからの深さ　(m)

θ ；セルの剛体回転量　(rad)

δ_a ；許容変位　(m)

表-4.4.10　壁体の変位に関する照査結果一覧

			永続状態	変動状態
セル天端標高	E_{L1}	(m)	3.00	3.00
設計地盤面標高	E_{L2}	(m)	－10.00	－10.00
セル壁体高	$H = E_{L1} - E_{L2}$	(m)	13.00	13.00
セル回転中心DLよりの深さ	h	(m)	11.10	9.58
セル回転量	θ	(rad)	0.00089	0.00599
セル天端変位	$\delta = (H + h) \cdot \theta$	(m)	0.021	0.135
許容変位	$\delta a = 0.015 \cdot H$	(m)	0.195	0.195
判　定			OK	OK

5．鋼矢板張力の検討

使用する直線形鋼矢板はFL型とし、鋼矢板張力の照査を行います。

表-4.4.11　鋼矢板張力に関する照査結果一覧

		永続状態				
		本体（前）	本体（内）	本体（背）	アーク(前)	アーク(背)
	設計土圧　Ps (kN/m²)	139.79	139.79	139.79	69.89	69.89
水圧	セル内水位　RWL (m)	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30
	前面水位　LWL (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	部分係数　γ_{RWL}	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	$h_{wd} = \gamma_{RWL} \cdot RWL - LWL$	1.365	1.365	1.365	1.365	1.365
	海水の単位体積重量　γ_w (kN/m³)	10.10	10.10	10.10	10.10	10.10
	水圧　$\gamma_w \cdot h_{wd}$ (m)	13.79	13.79	13.79	13.79	13.79
	設計圧力　$P = P_a + \gamma_a \cdot h_{wd}$	153.58	153.58	153.58	83.68	83.68
	半径　R (m)	7.00	7.00	7.00	3.82	3.82
	鋼矢板張力　T_d (kN/m)	1,075.49	1,075.49	1,075.49	319.66	319.66
	板厚　t (mm)	8	8	8	8	8
	作用応力度　$\sigma_{yd} = T_d / t$ (N/mm²)	134.4	134.4	134.4	40.0	40.0
	降伏強度　σ_y (N/mm²)	295	295	295	295	295
	部分係数　$\gamma_{\sigma y}$	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
	$\gamma_{\sigma y} \cdot \sigma_y$	191	191	191	191	191
	判　定	OK	OK	OK	OK	OK

6．標準断面および平面図

標準断面図および平面図を図-4.4.26に示します。

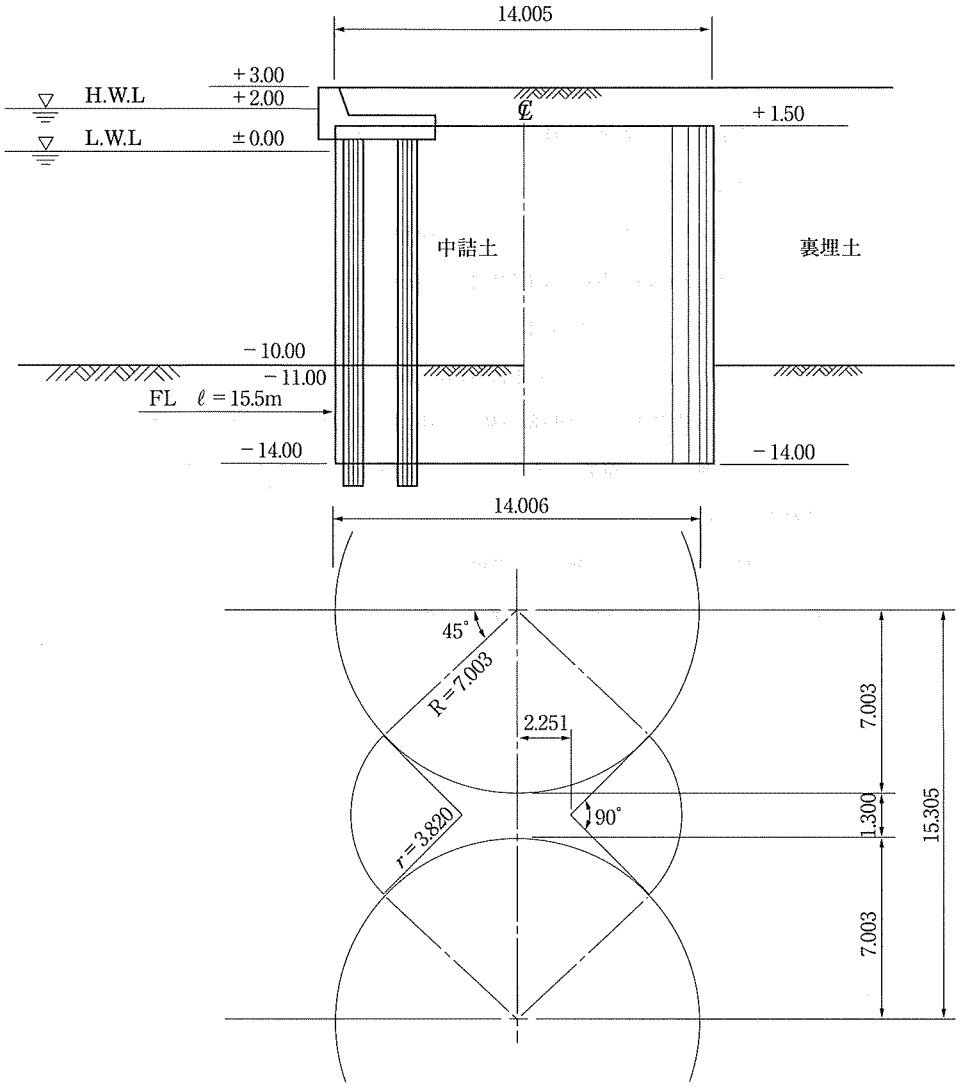


図-4.4.26　標準図および平面図

〔参考文献〕

1) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7

2) 国土交通省港湾局監修，（社）日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.4

3) （社）日本道路協会；道路橋示方書・同解説（I 共通編），2012.3

4) 野津厚、菅野高弘；経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強振動評価手法－内陸活断層地震および海溝型地震への適用性の検討－，港湾空港技術研究所資料、No. 1120、2006、野津厚、菅野高弘：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強振動評価手法－因果性と多重非線形効果に着目した改良－，港湾空港技術研究所資料、No. 1173、2008

5) Shnabel, P. B, J. Lysmer and H. B. Seed; SHAKE, A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered site, Report No. EEC72-12, University of California at Berkelay, 1972

6) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka; Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No.4, pp. 27～56, 1990

7) 国土交通省監修，（社）日本港湾協会；港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7 p.930 図-1.1.1.

8) 高橋邦男，野田節男，神田勝巳，三浦聡，水谷太作，寺崎滋樹；鋼矢板セル模型の水平載荷実験－その1 静的挙動，港湾技研資料 No.638，1989

9) 吉田巌，吉中竜之進；明石層及び神戸層の工学的性質について、土木研究所報告 Vol.129, 1966

10) 吉田巌，足立義雄；ケーソン基礎の静的水平抵抗に関する実験的研究，土木研究所報告 Vol.139, 1970. pp.24～25

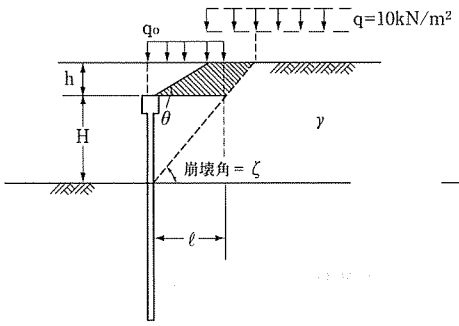
第5章　河川構造物の設計

5.1　設計条件

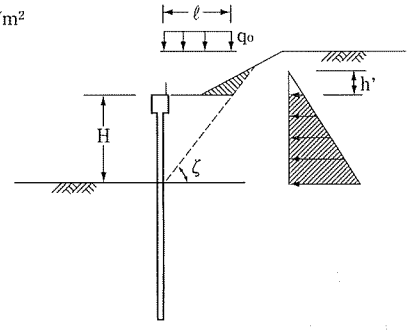
河川構造物における鋼矢板壁の設計は、一般的に「災害復旧工事の設計要領」[1](全国防災協会）に準拠して行うことができます。設計条件に用いる土圧については 2.3.1 ならびに 2.3.3、残留水圧については 2.4.1 をご参照ください。

5.1.1　上載荷重

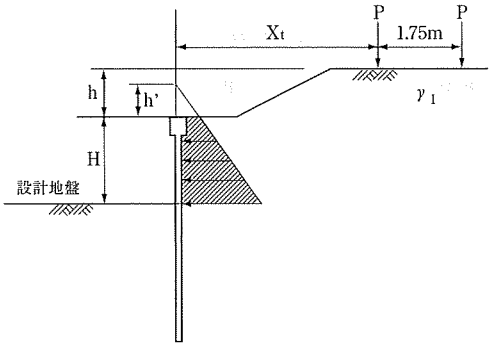
上載荷重については、「災害復旧工事の設計要領」[1] における査定参考の計算例に準拠して背面側の自動車荷重を考慮します。その値は常時に10kN/m²、地震時に5kN/m²とします。また、背面盛土部の形状が複雑な場合には、便宜的に盛土を上載荷重として換算する方法があります。（図-5.1.1 参照）



(a) 崩壊面が平坦部と交わる場合



(b) 崩壊面が斜面と交わる場合



(c) 平坦部における自動車荷重を考慮する場合

図-5.1.1　護岸断面の形状

図-5.1.1 に示すような斜面をもつ断面の土圧の計算法には種々の方法があります。図-5.1.1 (a) では、近似的に h ≦ H/3 の場合は崩壊面より上の土重を（斜線部）を等分布荷重（q_0）として考え、h ＞ H/3 の場合は斜面角度（θ）の傾斜土圧として算出する方法があります。また、図-5.1.1 (b) では、崩壊面より上の土重（斜線部）を等分布荷重（q_0）と換算し、護岸背後の地表面を仮想平面として計算します。

式（5.1.1）に、斜線部の土重を等分布荷重 q_0 に換算する方法を示します。

$$q_0 = \frac{\text{斜線部分の土の重量}}{\ell} \tag{5.1.1}$$

自動車荷重が作用している場合には、便宜上、等分布荷重に換算して計算するのが一般です。なお、図-5.1.1(c) のように自動車荷重の作用点が鋼矢板壁から離れている場合には、式（5.1.2）を用いて上載荷重 q （kN/m²）を低減します。

$$q = q' \times P = q' \times 0.4P_0 \times (1+i) \tag{5.1.2}$$

P ；片側後輪荷重（kN）

P_0 ；自動車荷重（kN）

i ；衝撃係数 0.3

表-5.1.1 距離による自動車荷重の等分布荷重換算表

x_t (m)	q' (kN/m²)		x_t (m)	q' (kN/m²)
0.9	1.00		2.0	0.20
1.0	0.80		3.0	0.15
1.2	0.55		4.0	0.10
1.5	0.35		5.0	0.05

更にこのようにして得られた q_0 や q を土の重量で除して仮想壁高 $h' = (q_0+q) / \gamma$ に換算し、H に加算して土圧の計算を行う場合があります。

5.1.2 設計震度

設計震度についての明確な記載はなく、査定参考の計算例には気中における水平震度を0.10として計算されています。また、水面下の土に対して地震時土圧を算定する場合には、式（5.1.3）による見かけの震度を用います。

$$k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} k \tag{5.1.3}$$

k' ；水中における見かけの震度

k ；設計震度

γ_{sat} ；水で飽和した土の空気中における単位体積重量（kN/m³）

γ_w ；水の単位体積重量（kN/m³）

5.2 自立式鋼矢板壁の設計

ここでは、自立式鋼矢板壁の設計計算例を以下に示します。

1. 設計条件

(1) 標高

（ｉ）天端高　；C.H. = + 2.00m

（ii）設計河床 ；D.L. = − 1.00m

（iii）残留水位 ；R.W.L. = + 0.50m

（iv）低水位　；L.W.L. = ± 0.00m

(2) 設計震度；k = 0.10（空中）

k' = 0.20（水中の見掛けの震度）

(3) 上載荷重；q = 10 kN/m²（常時）、q' = 5 kN/m²（地震時）

(4) 土質条件

（ｉ）背面土（C.H. ～ D.L.）

内部摩擦角　；$\phi = 30°$

単位体積重量；γ_t = 18 kN/m³（湿潤）、γ' = 10 kN/m³（水中）

（ii）河床地盤（D.L. 以深）

内部摩擦角　；$\phi = 30°$

単位体積重量；γ' = 10 kN/m³（水中）

(5) 水の単位体積重量；γ_w = 10 kN/m³

(6) 壁面摩擦角

砂質土地盤の壁面摩擦角は、表-5.2.1 のようにします。

表-5.2.1　壁面摩擦角

	主働	受働
常　時	$\delta_a = +15°$	$\delta_p = -15°$
地震時	$\delta_a = +15°$	$\delta_p = 0°$

(7) 腐食代および継手効率

腐食代は片面1mm、両面で2mm考慮するものとし、その時の断面性能の低減率は、U形鋼矢板の場合 II_w0.81、III_w0.85、IV_w0.88、ハット形鋼矢板の場合10H 0.79、25H 0.82となります。また、継手効率は、U形鋼矢板の場合は頭部拘束の程度等によって0.6～1.0の範囲となり、ハット形鋼矢板の場合は頭部拘束の有無に関らず1.0として計算を行ないます。以下では、ハット形鋼矢板を用いるものとし計算を行ないます。

(8) 許容変位

鋼矢板頭部の許容変位は常時5.0cm、地震時7.5cm以内とします。

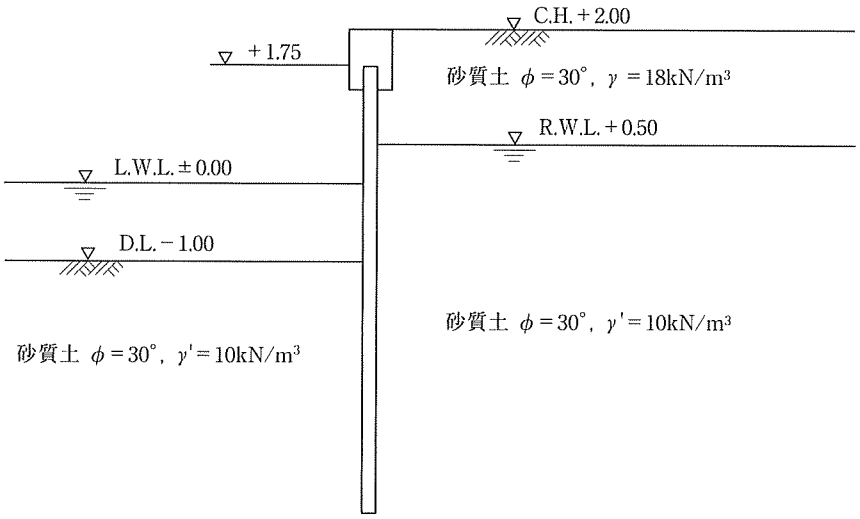


図-5.2.1　検討断面図

2.　土圧強度および残留水圧強度

(1) 土圧係数

2.3.3により算出した土圧係数を表-5.2.2に示します。

表5.2.2　土圧係数（$\psi=\beta=0°$）

内部摩擦角	壁面摩擦角		設計震度	土圧係数	
ϕ	δ_a	δ_p	k	$K_a\cos\delta_a$	$K_p\cos\delta_p$
30°	+15°	−15°	0.00	0.291	4.807
		0°	0.10	0.355	---
			0.20	0.437	2.629

(2) 土圧強度及び残留水圧強度

図-5.2.2に示す各土層境界面における土圧強度および残留水圧強度を算出すると表-5.2.3のようになります。

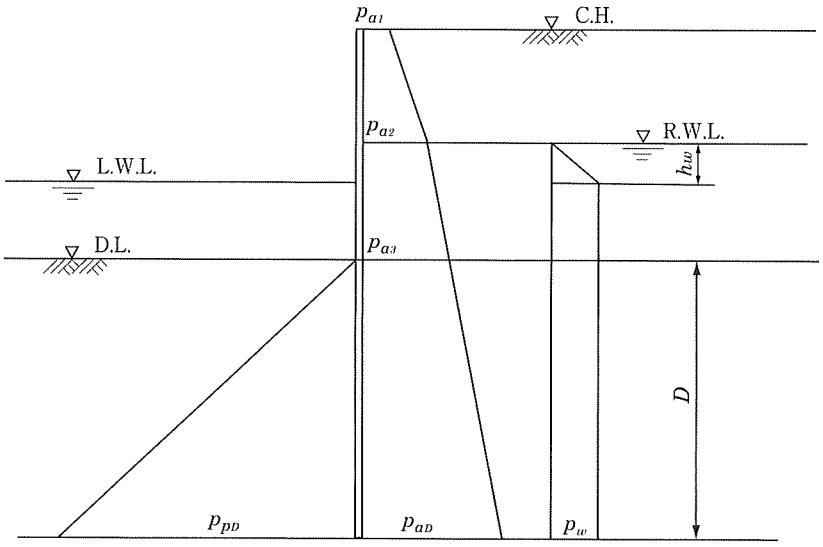


図-5.2.2　記号図

表-5.2.3　土圧強度および残留水圧強度

記号 i	常時 土圧係数 $K_i\cos\delta_i$	常時 荷重 w_i(kN/m²)	常時 土圧・水圧強度 p_i(kN/m²)	地震時 土圧係数 $K_i\cos\delta_i$	地震時 荷重 w_i(kN/m²)	地震時 土圧・水圧強度 p_i(kN/m²)
$a1$	0.291	10.0	2.91	0.355	5.0	1.78
$a2$	0.291	37.0	10.77	0.355	32.0	11.36
$a3$	0.291	52.0	15.13	0.437	47.0	20.54
aD	0.291	52.0+10.0D	15.13+2.91D	0.437	47.0+10.0D	20.54+4.37D
w		4.9	4.90		4.9	4.90
pD	4.807	10.0D	48.07D	2.629	10.0D	26.29D

3. 仮想地盤面深さ

設計河床から仮想地盤面までの深さxは、式（5.2.1）で与えられます。

$$x = \frac{P_{a3} + P_w}{\gamma' (K_{pD}\cos\delta_{pD} - K_{aD}\cos\delta_{aD})} \tag{5.2.1}$$

p_{a3}　；設計河床における主働土圧強度（kN/m²）

p_w　；残留水圧強度（kN/m²）

γ'　；土の水中単位体積重量（kN/m³）

$K_{aD}\cos\delta_{aD}$　；土の主働土圧係数

$K_{pD}\cos\delta_{pD}$　；土の受働土圧係数

式（5.2.1）に表-5.2.2、表-5.2.3の値を代入します。

（i）常　時；$x = \dfrac{15.13 + 4.90}{10.0 \times (4.807 - 0.291)} = 0.44\text{m}$

（ii）地震時；$x = \dfrac{20.54 + 4.90}{10.0 \times (2.629 - 0.437)} = 1.16\text{m}$

4. 地上部の荷重

(1) 水平力とモーメント

仮想地盤面より上の土圧・残留水圧による荷重を図-5.2.3のように分割して算出します。

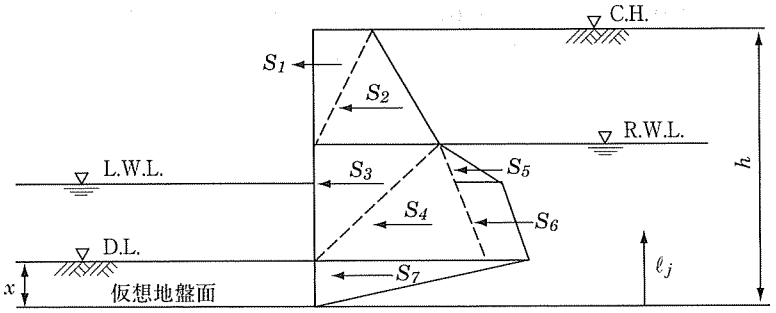


図-5.2.3　荷重図

表-5.2.4　水平力およびモーメント

j	常時			地震時		
	水平力 S_j(kN/m)	距離 ℓ_j(m)	モーメント $M_j = S_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)	水平力 S_j(kN/m)	距離 ℓ_j(m)	モーメント $M_j = S_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	2.18	2.95	6.41	1.34	3.66	4.90
2	8.08	2.44	19.72	8.52	3.16	26.92
3	8.08	1.44	11.64	8.52	2.16	18.40
4	11.35	0.94	10.67	15.41	1.66	25.58
5	1.23	1.61	1.98	1.23	2.33	2.87
6	4.90	0.94	4.61	4.90	1.66	8.13
7	4.41	0.29	1.28	14.76	0.77	11.37
計	H_0=40.23	—	M_0=56.29	H_0=54.68	—	M_0=98.18

合力作用高 h_0 は下記のように求められます。

（i）常　時；$h_0 = \dfrac{M_0}{H_0} = \dfrac{56.29}{40.23} = 1.40\text{m}$

（ii）地震時；$h_0 = \dfrac{M_0}{H_0} = \dfrac{98.18}{54.68} = 1.80\text{m}$

(2) 変形係数

式（2.2.12）中の変形係数は、表-5.2.5のように与えられます。

表-5.2.5　変形係数

j	常時			地震時		
	$\alpha_j = \dfrac{\ell_j}{h}$	$\zeta_j = \dfrac{1}{6}(3-\alpha_j)\alpha_j^2$	$Q_j = \zeta_j \cdot S_j$	$\alpha_j = \dfrac{\ell_j}{h}$	$\zeta_j = \dfrac{1}{6}(3-\alpha_j)\alpha_j^2$	$Q_j = \zeta_j \cdot S_j$
1	0.855	0.261	0.569	0.880	0.274	0.367
2	0.709	0.192	1.551	0.760	0.216	1.840
3	0.419	0.076	0.614	0.519	0.111	0.946
4	0.273	0.034	0.386	0.399	0.069	1.063
5	0.468	0.092	0.113	0.560	0.128	0.157
6	0.273	0.034	0.167	0.399	0.069	0.338
7	0.084	0.003	0.013	0.185	0.016	0.236
計	—	—	ΣQ_j=3.413	—	—	ΣQ_j=4.947

5. 鋼矢板壁の設計

ここでは、ハット形鋼矢板25Hを使用するものとして設計を行います。なお、変位・応力を算出するときの鋼矢板壁の断面性能は表-5.2.6の腐食後の数値を用いるものとします。

表-5.2.6　鋼矢板壁の断面性能

項目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	$I_0 = 244\times10^{-6}$ m^4/m	$I = 200\times10^{-6}$m^4/m
断面係数	$Z_0 = 161\times10^{-5}$m^3/m	$Z = 132\times10^{-5}$m^3/m

(1) 片持ち梁としての変位

式（2.2.12）より片持ち梁としての頭部変位を求めます。

(i) 常　時；$\delta_3 = \dfrac{Bh^3}{EI}\Sigma Q_j = \dfrac{1.0\times(3.0+0.44)^3}{2.0\times10^8\times200\times10^{-6}}\times3.413 = 0.0035\text{m} = 0.35\text{cm}$

(ii) 地震時；$\delta_3 = \dfrac{1.0\times(3.0+1.16)^3}{2.0\times10^8\times200\times10^{-6}}\times4.947 = 0.0089\text{m} = 0.89\text{cm}$

(2) 根入れ部の設計

仮想地盤面以下の平均N値を10として、横方向地盤反力係数k_hを推定します（図-3.3.2参照）。

$k_h = 0.691N^{0.406} = 1.76\ \text{kgf/cm}^3 = 17{,}600\ \text{kN/m}^3$

次に、仮想地盤面における変位δ_1、たわみ角θ_1および最大曲げモーメントM_{max}を式（2.2.19）～式（2.2.23）より求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_hB}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{17{,}600\times1.0}{4\times2.0\times10^8\times200\times10^{-6}}} = 0.576\ \text{m}^{-1} \qquad \text{（応力検討用）}$$

(i) 常　時；

$$\delta_1 = \frac{H_0(1+\beta h_0)}{2EI\cdot\beta^3} = \frac{40.23\times(1+0.576\times1.40)}{2\times2.0\times10^8\times200\times10^{-6}\times0.576^3} = 0.0048\text{m} = 0.48\text{cm}$$

$$\theta_1 = \frac{H_0(1+2\beta h_0)}{2EI\cdot\beta^2} = \frac{40.23\times(1+2\times0.576\times1.40)}{2\times2.0\times10^8\times200\times10^{-6}\times0.576^2} = 3.960\times10^{-3}\ \text{rad}$$

$$M_{max} = -M_0\cdot\frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}}{2\beta h_0}\cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\beta h_0}\right)}$$

$$= -56.29\times\frac{\sqrt{(1+2\times0.576\times1.40)^2+1}}{2\times0.576\times1.40}\times e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\times0.576\times1.40}\right)} = -67.74\text{kN}\cdot\text{m}$$

(ii) 地震時；

$$\delta_1 = \frac{54.68\times(1+0.576\times1.80)}{2\times2.0\times10^8\times200\times10^{-6}\times0.576^3} = 0.0073\text{m} = 0.73\text{cm}$$

$$\theta_1 = \frac{54.68\times(1+2\times0.576\times1.80)}{2\times2.0\times10^8\times200\times10^{-6}\times0.576^2} = 6.331\times10^{-3}\ \text{rad}$$

$$M_{max} = -98.18\times\frac{\sqrt{(1+2\times0.576\times1.80)^2+1}}{2\times0.576\times1.80}\times e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2\times0.576\times1.80}\right)} = -111.73\text{kN}\cdot\text{m}$$

(3) 頭部変位の検討

前記の計算結果より鋼矢板壁の頭部変位 δ を求めます。

(i) 常　時：$\delta = \delta_1 + \theta_1 h + \delta_3$=0.48+3.960 × 10^{-3} × (300+44)+0.35=2.19 cm ≦ 5.0 cm

(ii) 地震時：δ=0.73+6.331 × 10^{-3} × (300+116)+0.89=4.25 cm ≦ 7.5 cm

(4) 応力度の検討

前記の計算結果より鋼矢板壁の応力度を求めます。

(i) 常　時 ；　$\sigma = \dfrac{|M_{max}|}{Z} = \dfrac{67.74 \times 10^6}{132 \times 10^4} = 51.3\mathrm{N/mm^2} \leqq 180\mathrm{N/mm^2}$

(ii) 地震時 ；　$\sigma = \dfrac{111.73 \times 10^6}{132 \times 10^4} = 84.6\mathrm{N/mm^2} \leqq 270\mathrm{N/mm^2}$

(5) 鋼矢板長の検討

鋼矢板天端の標高を＋1.75mとして鋼矢板長 ℓ を求めます。また、根入れ長を算定するときの鋼矢板の断面性能は腐食前のものを用います。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{17{,}600 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 244 \times 10^{-6}}} = 0.547\mathrm{m^{-1}} \qquad \text{(根入長計算用)}$$

(i) 常　時 ；　$\ell \geqq 2.75 + 0.44 + \dfrac{3}{0.547} = 8.67\mathrm{m}$

(ii) 地震時 ；　$\ell \geqq 2.75 + 1.16 + \dfrac{3}{0.547} = 9.39\mathrm{m}$

以上の結果より使用鋼矢板は25H ℓ =9.5mとします。

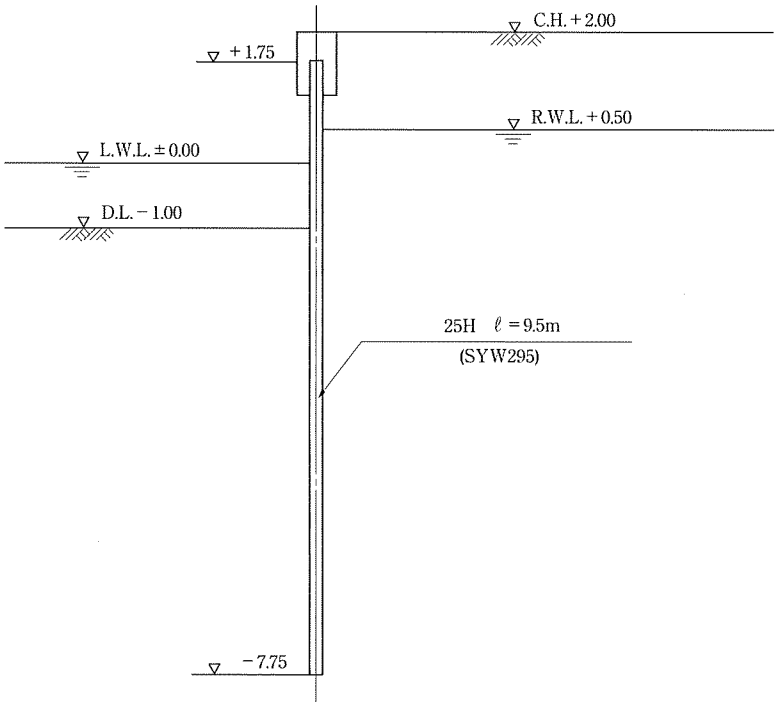


図-5.2.4　標準断面図

〔参考文献〕

1)　（社）全国防災協会；第Ⅳ編　第１章　第２節　設計資料，災害復旧工事の設計要領，2014.7，pp.889～923

第６章　漁港構造物の設計

6.1　設計条件

漁港構造物の設計は、「漁港・漁場の施設の設計の手引」[1)]（全国漁港漁場協会）に準拠して行います。設計条件に関しては、土圧は2.3.3、水圧は2.4をご参照ください。

6.1.1　上載荷重

上載荷重の標準的な考え方を以下に示します。

常時上載荷重（ただし雪荷重を除く）

陸揚岸壁　　；10kN/m²

出漁準備岸壁　；10kN/m²

休けい岸壁　　；5kN/m²

物揚場　　；5kN/m²

護岸・堤防　　；5kN/m²

地震時における上載荷重は、常時の1/2とします。

6.1.2　設計震度

設計震度の考え方を以下に示します。

設計震度は、耐震強化岸壁を除き、表-6.1.1に示す値を標準とします。ここで、主要な陸揚岸壁とは、背後に産地市場があり、近隣に被災時に利用可能な代替施設がない岸壁とします。

表-6.1.1　設計震度（耐震強化岸壁を除く）

	北海道（根室、釧路、十勝、日高）、関東（千葉県、東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域、神奈川県）、中部（福井県、静岡県、愛知県）、近畿（三重県、滋賀県、大阪府、兵庫県、和歌山県）	東北（青森県の尻屋崎以南の太平洋岸、岩手県、宮城県、福島県）、関東（茨城県）、近畿（京都府）、四国（徳島県、高知県）	北海道（胆振、渡島、檜山）、東北（青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域、秋田県、山形県）、中部（新潟県、富山県、石川県）、中国（鳥取県、広島県）、四国（愛媛県）、九州（熊本県、大分県、宮崎県、鹿児島県の奄美諸島）	北海道（網走、後志、石狩、空知、留萌）、中国（島根県、岡山県）、四国（香川県）、九州（佐賀県、長崎県の五島列島、壱岐及び対馬を除く地域、鹿児島県の奄美諸島を除く地域、沖縄県の大東諸島を除く地域）	北海道（宗谷）、関東（東京都の八丈島及び小笠原諸島）、中国（山口県）、九州（福岡県、長崎県の五島列島、壱岐及び対馬、沖縄県の大東諸島）
係留施設A	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
親水施設	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
係留施設B	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
外郭施設	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
基盤の最大加速度(Gal)	350	250	200	150	100

（注１）　第四紀層（沖積層、洪積層）の厚さが、下記のいずれかの場合は（　）書の設計震度を用いる。
①一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合
②軟弱地盤の厚さが5m以上の場合
ここでいう軟弱地盤とは、N値が4以下の砂地盤、または一軸圧縮強度quが20kPa以下の地盤であり、通常軟弱地盤の概念とは若干異なる。

（注２）　係留施設Aは、主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁であり、係留施設Bは、係留施設A以外岸壁及び物揚場である。

（注３）　親水施設は、親水性を考慮した護岸及び防波堤である。

（注４）　外郭施設は、親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

6.2 自立式鋼矢板壁護岸の設計

自立式鋼矢板護岸の設計法は、河川構造物の設計と同様、チャンの式によります。計算法は第5章をご参照ください。

6.3 タイロッド式鋼矢板壁護岸の設計

タイロッド式鋼矢板壁護岸の設計計算例を以下に示します。

1. 設計条件

（1） 標高

(i) 天端高 ；C.H. = + 3.00m

(ii) 設計海底面 ；D.L. = − 4.50m

(iii) 残留水位 ；R.W.L. = + 1.40m

(iv) 低水位 ；L.W.L. = ± 0.00m

(v) タイロッド取付点 ；T.R.L. = + 2.00m

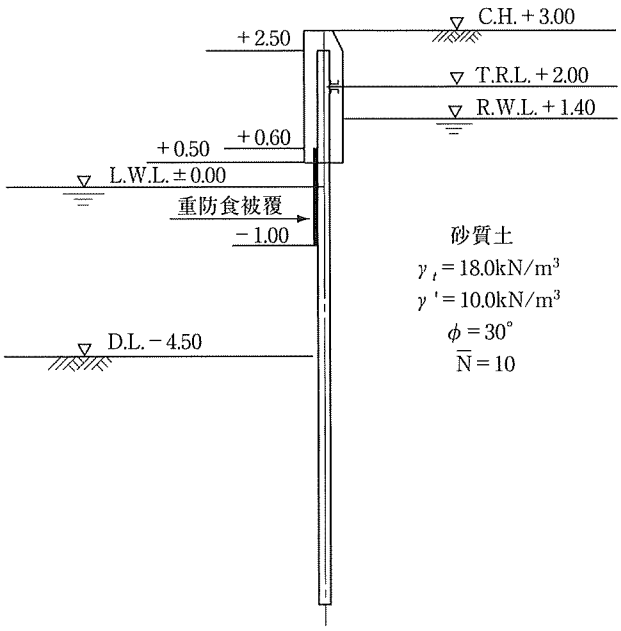


図-6.3.1 設計断面図

（2） 上載荷重；q = 10 kN/m²（常時）、q' = 5 kN/m²（地震時）

（3） 土質条件

(i) 背面土（C.H. ～ D.L.）

内部摩擦角 ；ϕ = 30°

単位体積重量 ；γ_s = 20 kN/m³（飽和）、γ_t = 18 kN/m³（湿潤）、γ' = 10 kN/m³（水中）

平均N値 ；$\overline{N}$ = 10

(ii) 海底地盤（D.L. 以深）

内部摩擦角 ；ϕ = 30°

単位体積重量 ；γ' = 10 kN/m³（水中）

（4） 水の単位体積重量；γ_w = 10.1 kN/m³（海水）

（5） 設計に用いる震度

(i) 設計震度；k = 0.15

(ii) 水中の見かけの震度は、式（6.3.1）により求めます。

$$k' = \frac{2\ (\Sigma\ \gamma_{ti} h_i + \Sigma\ \gamma_{sj} h_j + w)\ +\ \gamma_s h}{2\ \{\Sigma\ \gamma_{ti} h_i + \Sigma\ (\gamma_{sj} - \gamma_w)\ h_j + w\}\ +\ (\gamma_s - \gamma_w)\ h}\ k \qquad (6.3.1)$$

＋1.40～±0.00　主働側の水中の見かけの震度

$$k' = \frac{2\times(18\times1.6+20\times0+5)+20\times1.4}{2\times\{18\times1.6+(20-10.1)\times0+5\}+(20-10.1)\times1.4}\times0.15 = 0.18$$

±0.00～－4.50　主働側の水中の見かけの震度

$$k' = \frac{2\times(18\times1.6+20\times1.4+5)+20\times4.5}{2\times\{18\times1.6+(20-10.1)\times1.4+5\}+(20-10.1)\times4.5}\times0.15 = 0.23$$

－4.50～－20.00　主働側の水中の見かけの震度

$$k' = \frac{2\times(18\times1.6+20\times5.9+5)+20\times15.5}{2\times\{18\times1.6+(20-10.1)\times5.9+5\}+(20-10.1)\times15.5}\times0.15 = 0.27$$

－4.50～－20.00　受働側の水中の見かけの震度

$$k' = \frac{2\times(18\times0+20\times0+0)+20\times15.5}{2\times\{18\times0+(20-10.1)\times0+0\}+(20-10.1)\times15.5}\times0.15 = 0.30$$

（6） 壁面摩擦角：δ_a = 15°（主働）、δ_p = －15°（受働）

（7） 腐食代

防食の主な考え方として、重防食被覆と電気防食を併用したパターンと、重防食被覆を施し、非該当部について腐食代を考慮した設計を行うパターンの2通りがあります。ここでは、後者について検討します。

施設の設計耐用年数　；30年

重防食範囲：低水位－1.0m以上の前面側のみ重防食被覆を施すものとします。

前面矢板

海側腐食代（L.W.L. －1.0m～海底面）　；t_1 = 0.15 mm/年×30年 = 4.5 mm

陸側腐食代（土中 残留水位以下）　；t_2 = 0.02 mm/年×30年 = 0.6 mm

2. 土圧強度および残留水圧強度

（1） 土圧係数

2.3の土圧式により算定した土圧係数を表-6.3.1に示します。

表-6.3.1 土圧係数および崩壊角

内部摩擦角	壁面摩擦角		震 度	土圧係数		崩壊角	
ϕ	主働；δ_a	受働；δ_p	k (k')	主働；$K_a\cos\delta_a$	受働；$K_p\cos\delta_p$	主働；ζ_a	受働；ζ_p
30°	15°	-15°	0.00	0.291	4.807	56.9°	20.7°
			0.15	0.393	4.200	48.6°	19.1°
			0.18	0.419	4.074	46.7°	18.8°
			0.23	0.465	3.858	43.2°	18.1°
			0.27	0.508	3.681	40.2°	17.4°
			0.30	0.543	3.545	37.8°	16.9°

（2） 土圧強度および残留水圧強度

図-6.3.2に示すような各土層境界面における土圧強度および残留水圧強度は表-6.3.2、表-6.3.3のようになります。

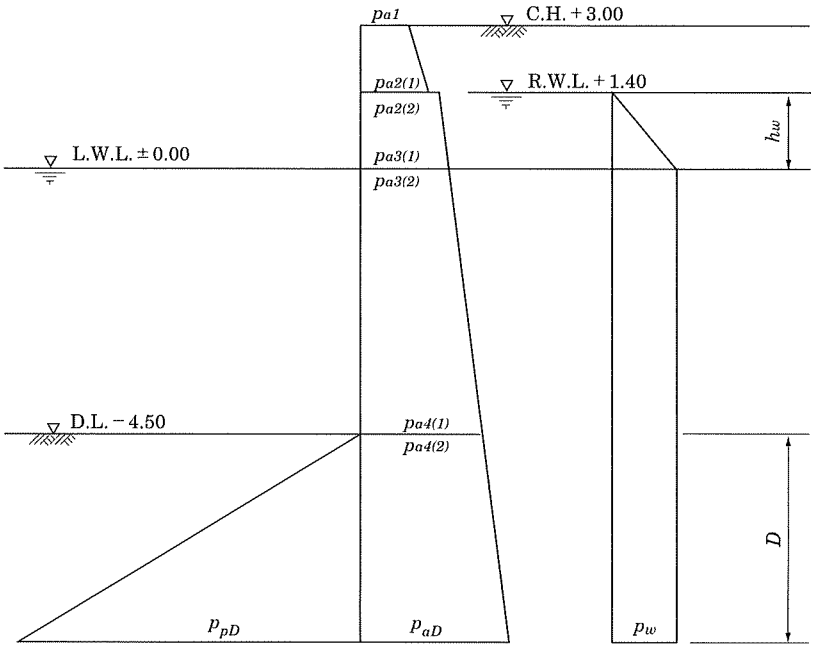


図-6.3.2 荷重分布図

表-6.3.2 常時の土圧強度および残留水圧強度

i	標高 (m)	層厚 (m)	土圧係数 $K_i\cdot\cos\delta$	荷重 w_i (kN/m²)	土圧・残留水圧強度 p_i, p_w (kN/m²)
a1	+3.00	−	0.291	10	2.91
a2	+1.40	1.60	0.291	38.8	11.29
a3	±0.00	1.40	0.291	52.8	15.36
a4	−4.50	4.50	0.291	97.8	28.46
a_D	−4.50−D	D	0.291	97.8+10D	28.46+2.91D
w	−	−	−	14.14	14.14
p_D	−4.50−D	D	4.807	10D	48.07D

表-6.3.3　地震時の土圧強度および残留水圧強度

i	標高 (m)	層厚 (m)	震度 k (k')	土圧係数 $K_i \cdot \cos\delta$	荷重 w_i (kN/m²)	土圧・残留水圧強度 p_i, p_w (kN/m²)
a1	+3.00	−	0.15	0.393	5	1.97
a2(1)	+1.40	1.60	0.15	0.393	33.8	13.28
a2(2)	+1.40	−	0.18	0.419	33.8	14.16
a3(1)	±0.00	1.40	0.18	0.419	47.8	20.03
a3(2)	±0.00	−	0.23	0.465	47.8	22.23
a4(1)	−4.50	4.50	0.23	0.465	92.8	43.15
a4(2)	−4.50	−	0.27	0.508	92.8	47.14
a_D	−4.50−D	D	0.27	0.508	92.8+10D	47.14+5.08D
w	−	−	−	−	14.14	14.14
p_D	−4.50−D	D	0.30	3.545	10D	35.45D

（3）　水平力とモーメント

図-6.3.3 に示すような土圧・残留水圧およびそれらのタイロッド取付点まわりのモーメントは、表-6.3.4、表-6.3.5 のようになります。

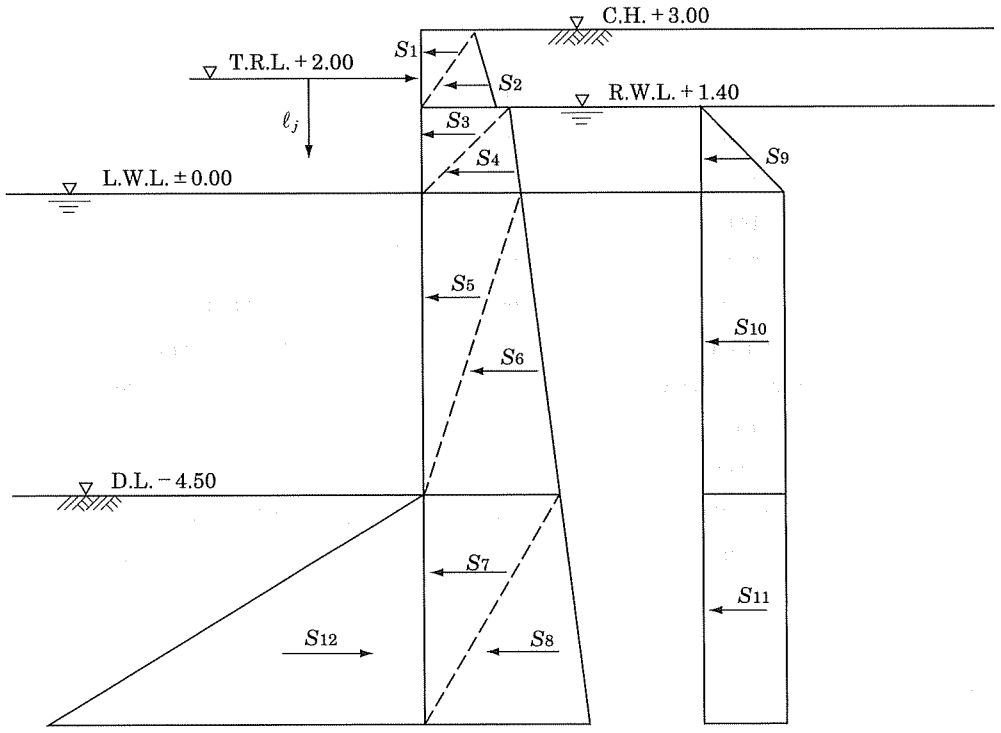


図-6.3.3　荷重図

表-6.3.4　常時の水平力およびモーメント

j	水平力 S_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j = S_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	2.33	-0.467	-1.09
2	9.03	0.067	0.61
3	7.90	1.067	8.43
4	10.75	1.533	16.48
5	34.56	3.500	120.96
6	64.04	5.000	320.20
7	14.23D	6.50 + 1/3D	$92.50D + 4.74D^2$
8	$14.23D + 1.46D^2$	6.50 + 2/3D	$92.50D + 18.98D^2 + 0.97D^3$
9	9.90	1.533	15.18
10	63.63	4.250	270.43
11	14.14D	6.50 + 1/2D	$91.91D + 7.07D^2$
12	$24.04D^2$	6.50 + 2/3D	$156.26D^2 + 16.03D^3$

表-6.3.5　地震時の水平力およびモーメント

j	水平力 S_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j = S_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	1.58	-0.467	-0.73
2	10.62	0.067	0.71
3	9.91	1.067	10.57
4	14.02	1.533	21.49
5	50.02	3.500	175.07
6	97.09	5.000	485.45
7	23.57D	6.50 + 1/3D	$153.21D + 7.86D^2$
8	$23.57D + 2.54D^2$	6.50 + 2/3D	$153.21D + 32.22D^2 + 1.69D^3$
9	9.90	1.533	15.18
10	63.63	4.250	270.43
11	14.14D	6.50 + 1/2D	$91.91D + 7.07D^2$
12	$17.73D^2$	6.50 + 2/3D	$115.25D^2 + 11.82D^3$

3.　鋼矢板壁の設計

（1）　鋼矢板の根入れ長

根入れ長は、$M_{12} - Fs \sum_{1}^{11} M_j \geqq 0$ として計算します。

Fs：常時 1.5 、地震時 1.2

(i)　常　時：$14.58D^3 + 110.08D^2 - 415.37D - 1126.80 \geqq 0$　　$\therefore$　$D \geqq 4.1$ m

(ii)　地震時：$9.79D^3 + 58.67D^2 - 478.00D - 1173.79 \geqq 0$　　$\therefore$　$D \geqq 5.9$ m

よって、鋼矢板天端の標高を + 2.50 m とすると、鋼矢板長 l は、次のようになります。

$l \geqq 2.50 + 4.50 + 5.90 = 12.90$ m → l = 13.0 m

（2） 支点反力

図-6.3.4に示すように鋼矢板をタイロッド取付点および海底地盤面に設けた仮想鉸点によって支えられた単純梁とみなして支点反力を求めるものとします。

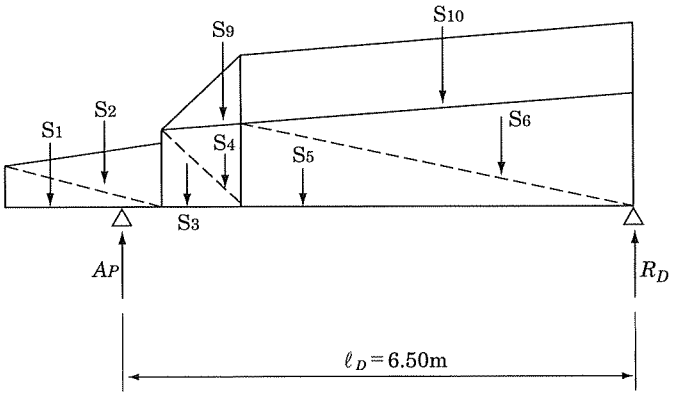


図-6.3.4 単純梁モデル

(i) 常 時

$$\Sigma S_j = \sum_{1}^{6} S_j + \sum_{9}^{10} S_j = 202.14 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_j = \sum_{1}^{6} M_j + \sum_{9}^{10} M_j = 751.20 \text{ kN·m/m}$$

よって、支点反力は、次のようになります。

$$R_D = \frac{\Sigma M_j}{\ell_D} = \frac{751.20}{6.50} = 115.57 \text{ kN/m}$$

$$A_p = \Sigma S_j - R_D = 202.14 - 115.57 = 86.57 \text{ kN/m}$$

(ii) 地震時

$$\Sigma S_j = \sum_{1}^{6} S_j + \sum_{9}^{10} S_j = 256.77 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_j = \sum_{1}^{6} M_j + \sum_{9}^{10} M_j = 978.16 \text{ kN·m/m}$$

よって、支点反力は、次のようになります。

$$R_D = \frac{\Sigma M_j}{\ell_D} = \frac{978.16}{6.50} = 150.49 \text{ kN/m}$$

$$A_p = \Sigma S_j - R_D = 256.77 - 150.49 = 106.28 \text{ kN/m}$$

（3） 最大曲げモーメント

D.L.面から上方x（0 m≦x≦4.5 m）の位置における主働土圧強度p_{ax}、せん断力Q_x、および曲げモーメントM_xは次式により求められます。

$$P_{ax}=P_{a4}-(P_{a4}-P_{a3})\cdot\frac{x}{d_R}$$

$$Q_x=\frac{1}{2}(P_{ax}+P_{a4})\cdot x+p_{wx}:\ x-R_D=-\frac{P_{a4}-P_{a3}}{2d_R}\cdot x^2+(P_{a4}+P_w)\ x-R_D$$

$$M_x=R_D\cdot x-\frac{1}{6}(P_{ax}+2P_{a4}+3p_w)\cdot x^2$$

d_R：L.W.L.面からD.L.面までの深さ（m）

ここで、$Q_x=0$として最大曲げモーメントが生じる位置xを求めます。

$$x=\frac{P_{a4}+p_w-\sqrt{(p_{a4}+P_w)^2-2\ (P_{a4}-P_{a3})\frac{R_D}{d_R}}}{P_{a4}-P_{a3}}\cdot d_R$$

(i) 常 時

$$x=\frac{28.46+14.14-\sqrt{(28.46+14.14)^2-2\times(28.46-15.36)\times\frac{115.57}{4.50}}}{28.46-15.36}\times4.50=3.03\text{m}$$

$$P_{ax}\ (3.03)=28.46-(28.46-15.36)\times\frac{3.03}{4.50}=19.64\ \text{kN/m}^2$$

$$M_{max}=M_x(3.03)$$

$$=115.57\times3.03-\frac{1}{6}\times(19.64+2\times28.46+3\times14.14)\times3.03^2$$

$$=168.12\ \text{kN·m/m}$$

(ii) 地震時

$$x=\frac{43.15+14.14-\sqrt{(43.15+14.14)^2-2\times(43.15-22.23)\times\frac{150.49}{4.50}}}{43.15-22.23}\times4.50=2.99\text{m}$$

$$P_{ax}\ (2.99)=43.15-(43.15-22.23)\times\frac{2.99}{4.50}=29.25\ \text{kN/m}^2$$

$$M_{max}=M_x(2.99)$$

$$=150.49\times2.99-\frac{1}{6}\times(29.25+2\times43.15+3\times14.14)\times2.99^2$$

$$=214.59\text{kN·m/m}$$

（4） 鋼矢板の断面決定

使用鋼矢板にSYW295材を用いるものとして（3）で得られた最大曲げモーメントを用いて必要断面係数を求めます。

(i) 常 時：$Z\geqq\frac{M_{max}}{\sigma_a}=\frac{168.12}{180\times10^3}=934\times10^{-6}\ \text{m}^3/\text{m}$

(ii) 地震時：$Z\geqq\frac{214.59}{270\times10^3}=795\times10^{-6}\ \text{m}^3/\text{m}$

ここで、腐食代（t_1 = 4.5mm、t_2 = 0.6mm）を考慮してⅢw（$Z'=1100\times10^{-6}\ \text{m}^3/\text{m}$）とします。

よって、使用鋼矢板はⅢw L = 13.0 mとなります。

4. タイロッドの断面決定

タイロッドには高張力鋼690材を用いるものとし、取付間隔をl_p＝2.40mとして必要径を求めるものとします。ただし、下記の腐食代を見込むものとします。

腐食代：△d＝2×0.03mm/年×30年＝1.8mm

(i) 常　時

$$T = A_p \cdot l_p = 86.57 \times 2.40 = 207.77\,\text{kN}$$

$$d \geqq \sqrt{\frac{4T}{\pi\,\sigma_a}} + \Delta d = \sqrt{\frac{4\times 207.77\times 10^3}{3.14\times 176}} + 1.8 = 40.6\ \text{mm}$$

(ii) 地震時

$$T = 106.28 \times 2.40 = 255.07\ \text{kN}$$

$$d = \sqrt{\frac{4\times 255.07\times 10^3}{3.14\times 264}} + 1.8 = 36.9\ \text{mm}$$

よって、ϕ 42mm（高張力鋼690）のタイロッドを使用するものとします。

5. 腹起しの断面決定

腹起し材としてはSS 400材の溝形鋼を組合せたものを使用するものとします。これらの腹起し材は、コーピングコンリートで巻き立てられるものとし、腐食代は考慮しないものとします。

(i) 常　時

$$M_{max} = \frac{1}{10} A_p\, l_p^2 = \frac{1}{10} \times 86.57 \times 2.40^2 = 49.9\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Z \geqq \frac{M_{max}}{\sigma_a} = \frac{49.9}{140\times 10^3} = 356\times 10^{-6}\,\text{m}^3$$

(ii) 地震時

$$M_{max} = \frac{1}{10} \times 106.28 \times 2.40^2 = 61.2\ \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$Z \geqq \frac{61.2}{210\times 10^3} = 291\times 10^{-6}\,\text{m}^3$$

よって、腹起し材としては、2［－200×80×7.5×11（Z＝2×195×10^{-6}＝390×10^{-6} m^3）を用いるものとします。

6.　控え工の設計

ここでは、一般的な設計例と異なり、鋼矢板背後地に構造物等による制約があるものとして、控え工の設置位置を鋼矢板壁背後から7mの位置と固定して検討を行います。この場合、タイ材取付点から$L_{m1}/3$の深さの点より引いた控え工の受働崩壊面と海底面より引いた矢板の主働崩壊面との交点より上を突出した杭として検討を行います。なお、ここでのL_{m1}は地中に埋め込まれた杭に対する曲げモーメント第1ゼロ点深さです。控え工としてSYW 295材のⅡwの鋼矢板を用いるものとします。突出長、最大曲げモーメントM_{max}、曲げモーメント第一零点深さℓ_{m1}、およびタイロッド取付点変位δは、式（6.3.2）～式（6.3.5）により求められます。

（1）　鋼矢板の断面性能

断面二次モーメント　：$I_0 = 130 \times 10^{-6}$ m⁴/m（腐食前）　　$I' = 107 \times 10^{-6}$ m⁴/m（腐食後）

断　面　係　数　　：$Z_0 = 100 \times 10^{-5}$ m³/m（腐食前）　　$Z' = 820 \times 10^{-6}$ m³/m（腐食後）

腐食後の値は腐食代を両面で1.8mm（片面0.03mm/年×30年＝0.9mm）考慮したものです。

横方向地盤反力係数

$$k_h = 1.5\mathrm{N} = 1.5 \times 10 = 1.5\,\mathrm{kgf/c\,m^3} = 15{,}000\ \mathrm{kN/m^3}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI'}} = \sqrt[4]{\frac{15,000\times1.0}{4\times2.0\times10^{8}\times107\times10^{-6}}} = 0.647\mathrm{m^{-1}}\ （断面力・変位計算時）$$

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{15,000\times1.0}{4\times2.0\times10^{8}\times130\times10^{-6}}} = 0.616\ \mathrm{m^{-1}}\ （根入れ長計算時）$$

（2）　突出長の算定

地中に埋め込まれた杭に対する曲げモーメント第1ゼロ点深さは次式によって求められます。

$$L_{m1} = \frac{\pi}{\beta'} = \frac{3.14}{0.616} = 5.10\ \mathrm{m}$$

$$\frac{L_{m1}}{3} = \frac{5.10}{3} = 1.70\ \mathrm{m}$$

したがって控え工の受働崩壊面はタイ材取り付点より1.70mの深さの点から引いて検討します。

(i) 常 時

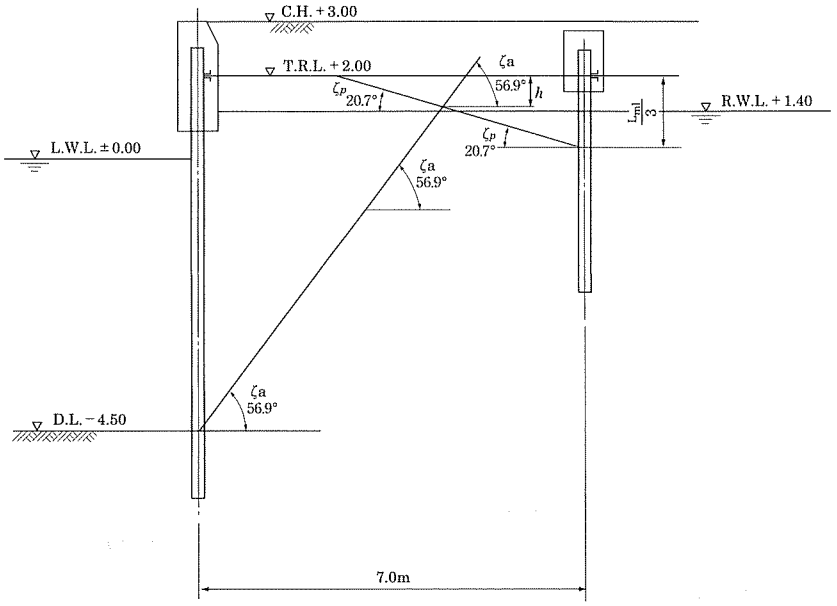


図-6.3.5 常時崩壊線

$$d \geqq \Sigma h_i \cot \zeta_{ai} + \Sigma h_j \cot \zeta_{pj}$$

$$\geqq (0.60 + 1.40 + 4.50) \times \cot 56.9^\circ + (0.60 + 1.10) \times \cot 20.7^\circ = 8.74\,\mathrm{m}$$

$$h = \frac{d - L}{\cot \zeta_a + \cot \zeta_p} = \frac{8.74 - 7.00}{\cot 56.9 + \cot 20.7} = 0.53\ \mathrm{m}$$

(ii) 地震時

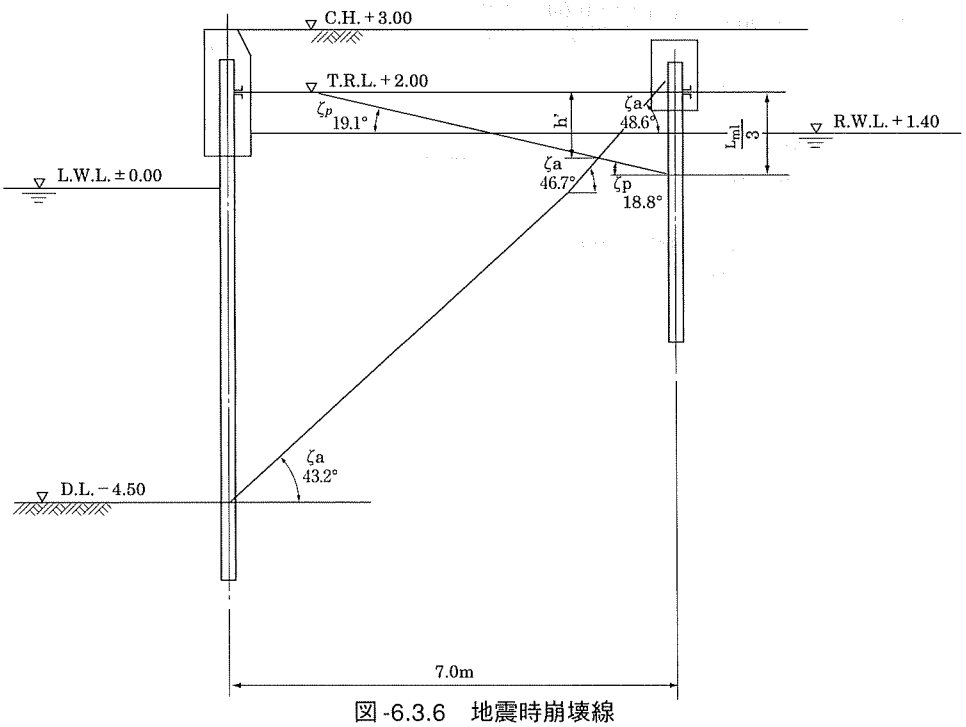


図-6.3.6 地震時崩壊線

$$d \geqq 1.40 \times \cot 46.7^\circ + 4.50 \times \cot 43.2^\circ + 1.10 \times \cot 18.8^\circ = 9.34\,\mathrm{m}$$

$$h' = \frac{9.34 - 7.00}{\cot 46.7 + \cot 18.8} + 0.60 = 1.20\ \mathrm{m}$$

（3） 曲げモーメント第一零点深さ L_{m1}、最大曲げモーメント M_{max} およびタイロッド取付点変位 δ

$$\ell_{m1} = \frac{1}{\beta} \cdot \left(tan^{-1} \frac{-\beta h}{1 + \beta h} + \pi \right) \tag{6.3.2}$$

$$M_{max} = -h \cdot \left| \frac{\sqrt{(1+2 \cdot \beta h)^2+1}}{2 \cdot \beta h} \cdot exp\left(-tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot \beta h} \right) \right| T \tag{6.3.3}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z} \tag{6.3.4}$$

$$\delta = \frac{2\ (1+\beta h)^3+1}{6 \cdot EI' \cdot \beta^3} T \tag{6.3.5}$$

(i) 常　時

$$\ell_{m1} = \frac{1}{0.647} \times \left(tan^{-1} \frac{-0.647 \times 0.53}{1+0.647 \times 0.53} + \pi \right) = 4.47\ \mathrm{m}$$

$$M_{max} = -0.53 \times \left| \frac{\sqrt{(1+2\times0.647\times0.53)^2+1}}{2\times0.647\times0.53} \times exp\left(-tan^{-1} \frac{1}{1+2\times0.647\times0.53} \right) \right| \times 86.57$$

$$= 76.8\ \mathrm{kN \cdot m/m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{76.8\times10^6}{820\times10^3} = 93.7\ \mathrm{N/mm^2} \leqq 180\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\delta = \frac{2\times(1+0.647\times0.53)^3+1}{6\times2.0\times10^8\times107\times10^{-6}\times0.647^3} \times 86.57 = 14.5\ \mathrm{mm}$$

(ii) 地震時

$$\ell_{m1} = \frac{1}{0.647} \times \left(tan^{-1} \frac{-0.647\times1.20}{1+0.647\times1.20} + \pi \right) = 4.22\ \mathrm{m}$$

$$M_{max} = -1.20 \times \left| \frac{\sqrt{(1+2\times0.647\times1.20)^2+1}}{2\times0.647\times1.20} \times exp\left(-tan^{-1} \frac{1}{1+2\times0.647\times1.20} \right) \right| \times 106.28$$

$$= 155.0\ \mathrm{kN \cdot m/m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{155.0\times10^6}{820\times10^3} = 189.0\ \mathrm{N/mm^2} \leqq 270\ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\delta = \frac{2\times(1+0.647\times1.20)^3+1}{6\times2.0\times10^8\times107\times10^{-6}\times0.647^3} \times 106.28 = 37.3\ \mathrm{mm}$$

（4） 控え工の長さ

控え工の根入れ長は、$3/\beta'$ 以上とします。

$$D = \frac{3}{\beta'} + h$$

常　時；$D = \dfrac{3}{0.616} + 0.53 = 5.40\ \mathrm{m}$

地震時；$D = \dfrac{3}{0.616} + 1.20 = 6.07\ \mathrm{m}$

よって、根入れ長は、6.07 m 以上となります。

ここで、控え工の天端を + 2.50 m、タイロッド取付点を + 2.00 m とすると、全長 L は次のようになります。

L ＝ ＋2.50 －(＋2.00)＋ 6.07 ＝ 6.57 m → 7.0 m

したがって、控え鋼矢板壁は、Ⅱw　L ＝ 7.0 m となります。

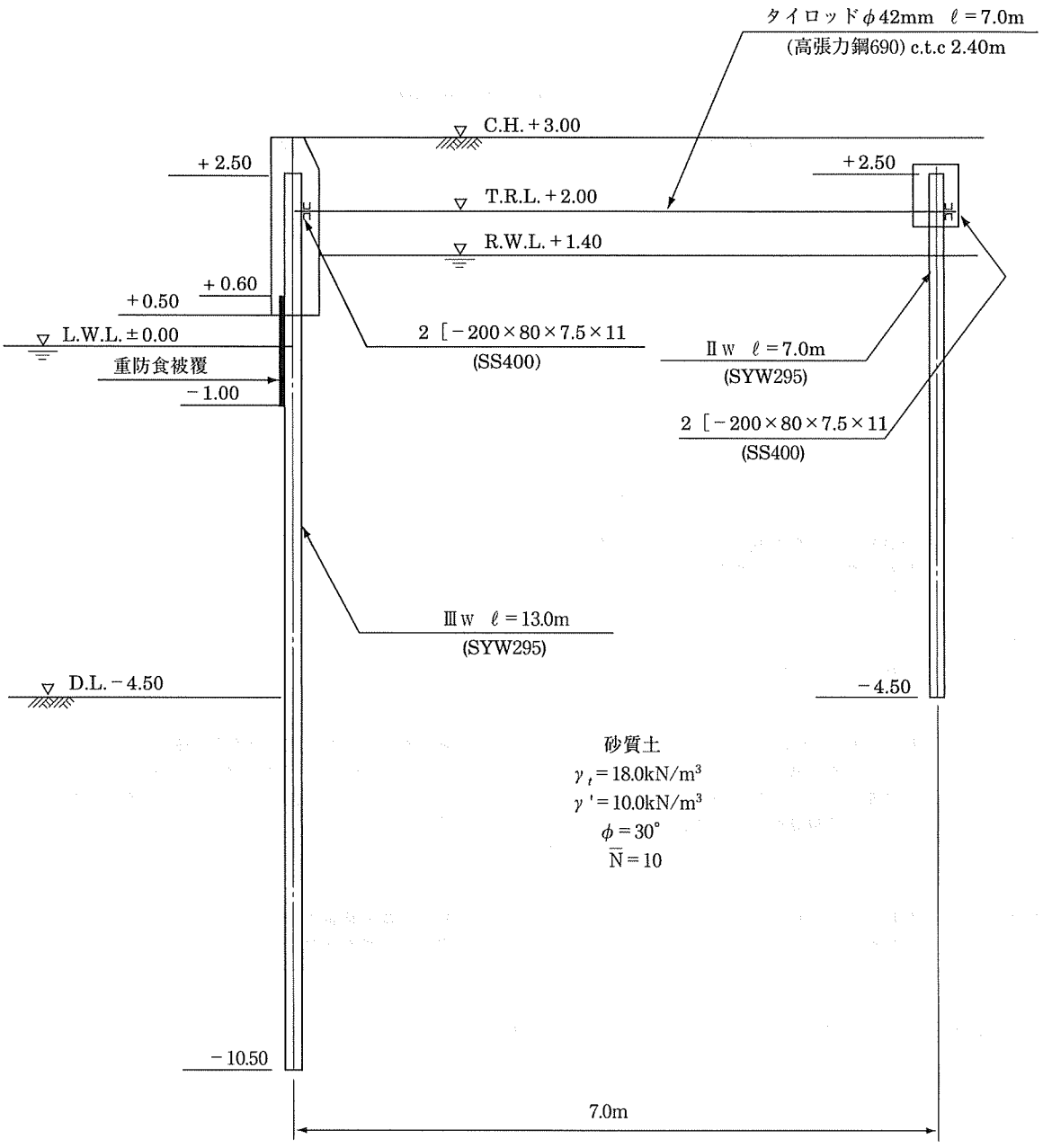


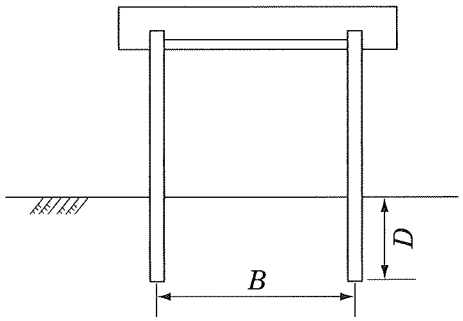
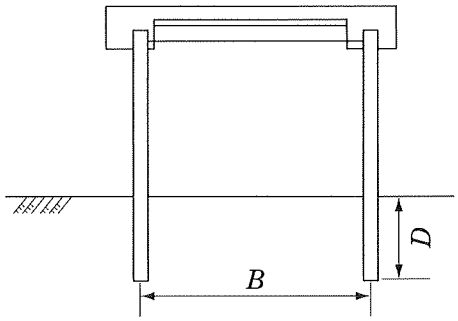
図-6.3.7　標準断面図

6.4 二重矢板式防波堤の設計

6.4.1 堤体の設計

「漁港・漁場の施設の設計の手引」による二重矢板式構造物の設計法[2)]は、基本的には表-6.4.1に示すように2通りに分類されます。[2)]

表-6.4.1 二重矢板式構造物の設計法

	ラーメン式構造物としての設計法	控え矢板式構造物としての設計法
設計する構造系		
応力の釣り合い	中詰砂のせん断抵抗力と、ラーメン構造として矢板が発揮するせん断抵抗力によりせん断変形に抵抗する。	中詰砂によりせん断変形に抵抗する。
堤体幅Bの決定方法	上部コンクリートの施工性・安定性より、一般にBは5～6mが限度とされる。	セル工法に準じた方法で、応力の釣り合いにより決定する。
矢板の根入れ長D及び断面の決定法	根入れ長は D=(5/4)×(π/β_0)で算定される。ただし、鋼矢板の受け持つモーメントが負または非常に小さく算出される場合には、右に記す控え矢板式構造物としての設計法を用いる。発生する応力が許容応力度以内になるよう断面を定める。	普通矢板式（＝控え式）係船岸の根入れ長の算定式 $F=Mr/Ms$ と、矢板に働く最大曲げモーメントの算定による。2.2.4 タイロッド式鋼矢板壁の設計を参照。
構造物の安定計算	矢板の下端を底面と見なし、重力式構造物として地盤支持力を検討する。	矢板の下端を底面と見なし、重力式構造物として滑動及び地盤支持力を検討する。

6.4.2以降は、比較的取扱いの簡便な、ラーメン式構造物としての設計法について記述します。なお、使用目的・設計条件等により他の設計法に準じた方が適切な場合もありますので、適宜ご検討ください。

6.4.2 設計手順

ラーメン式構造物を対象とした設計手順を図-6.4.1に示します。

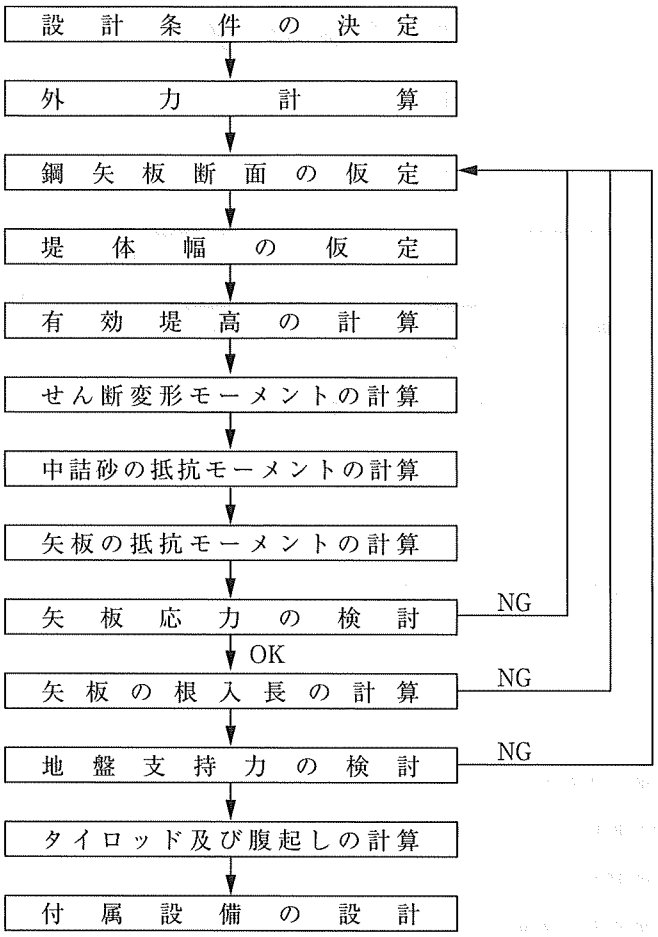


図-6.4.1 設計手順

6.4.3 有効堤高の算定

有効堤高とは、外力による変形モーメントに対して有効なせん断抵抗を発揮する部分の高さを意味します。有効堤高は、式（6.4.1）より求めます。

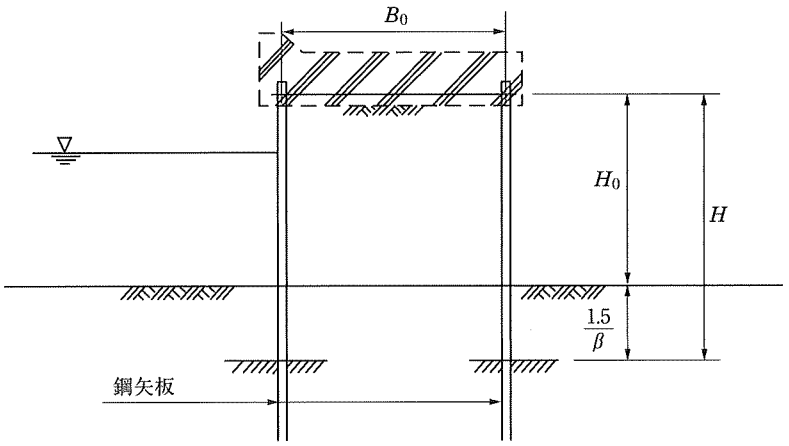


図-6.4.2　二重鋼矢板壁諸元

$$H = H_0 + \frac{1.5}{\beta} \qquad (6.4.1)$$

H ；有効堤高（m）

H_0；海底面から上部コンクリート下端までの高さ（m）

β ；特性値（m^{-1}）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI'}}$$

k_h ；横方向地盤反力係数（kN/m^3）

B ；杭幅（鋼矢板壁ではB = 1mとします。）

E ；鋼材の弾性係数（kN/m^2）

I’ ；鋼矢板の腐食後の断面二次モーメント（m^4/m）

6.4.4 鋼矢板の抵抗モーメントの計算

鋼矢板に分担させる抵抗モーメントは、式（6.4.2）より求めます。

$$M_s = 1.2M_0 - M_f \qquad (6.4.2)$$

M_s；鋼矢板の受けもつ抵抗モーメント（kN・m/m）

M_0；有効堤高下端における変形モーメント（kN・m/m）

$$M_0 = \Sigma\ (P_i \cdot y_i)$$

P_i；外力（kN/m）

y_i；有効堤高下端から外力の作用点までの距離（m）

M_f；中詰土による抵抗モーメント（kN・m/m）

$$M_f = \frac{1}{6}\gamma' \cdot H \cdot B_0^2 \left(3 - \frac{B_0}{H}\cos\phi\right)\sin\phi$$

γ'；中詰土の水中での単位体積重量（kN/m^3）

H ；有効堤高（m）

B_0；堤体幅（m）

ϕ ；中詰土の内部摩擦角（°）

6.4.5 鋼矢板応力度の検討

鋼矢板の最大曲げモーメントは、式（6.4.3）より求めます。

$$M_{max} = E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot Y_{TOP} \qquad (6.4.3)$$

$$Y_{TOP} = \frac{M_s \cdot H^2}{24EI}$$

Y_{TOP}；ラーメン構造としての頭部水平変位量（m）

M_s；鋼矢板の受けもつ抵抗モーメント（kN・m/m）

H ；有効堤高（m）

鋼矢板の曲げ応力度は、式（6.4.4）にて求め、許容応力度以下であることを確認します。もし、この値が許容応力度を超える場合は、鋼矢板の仕様を変更して再計算を行います。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} \times 10^{-3} \leqq \sigma_a \qquad (6.4.4)$$

σ ；鋼矢板の曲げ応力度（N/mm^2）

M_{max}；鋼矢板の最大曲げモーメント（kN・m/m）

Z ；鋼矢板の断面係数（m^3/m）

σ_a ；鋼矢板の許容曲げ応力度（N/mm^2）

6.4.6 鋼矢板根入れ長の計算

鋼矢板の根入れ長は、式（6.4.5）より求めます。

$$D = \frac{5}{4} \cdot \frac{\pi}{\beta_0} \qquad (6.4.5)$$

D ；海底面からの根入れ長（m）

β_0；特性値（m^{-1}）

$$\beta_0 = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}}$$

I_0；鋼矢板の腐食前の断面二次モーメント（m^4/m）

6.4.7 地盤支持力の検討

鋼矢板の下端を底面と見なした重力式構造物と考え、根入れの浅い基礎としての検討を行います。

（1） 壁体底面における地盤反力

底面における偏心量eは、式（6.4.6）より求めます。

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} \qquad (6.4.6)$$

e ；偏心量（m）

M ；底面中央でのモーメント（kN・m/m）

V ；鉛直力（kN/m）

地盤反力は、偏心量ｅによって下記のように適用式が異なります。

（ｉ）$e \leqq \frac{1}{6}B_0$のとき

$$\left.\begin{aligned} \text{最大反力}\quad p_1 &= \left(1+6\frac{e}{B_0}\right)\frac{\Sigma V}{A} \\ \text{最小反力}\quad p_2 &= \left(1-6\frac{e}{B_0}\right)\frac{\Sigma V}{A} \end{aligned}\right\} \qquad (6.4.7)$$

（ii）$e > \frac{1}{6}B_0$のとき

$$\text{最大反力}\quad p_1 = \frac{2}{3\left(\frac{1}{2}-\frac{e}{B_0}\right)}\frac{\Sigma V}{A} \qquad (6.4.8)$$

$$\text{分布幅}\quad b' = 3\left(\frac{B_0}{2}-e\right) \qquad (6.4.9)$$

p_1；壁体底面における最大地盤反力（kN/m²）

p_2；壁体底面における最小地盤反力（kN/m²）

B_0；堤体幅（m）

A ；基礎の底面積（m²）

b' ；$e > \frac{1}{6}B_0$の場合の地盤反力の分布幅（m）

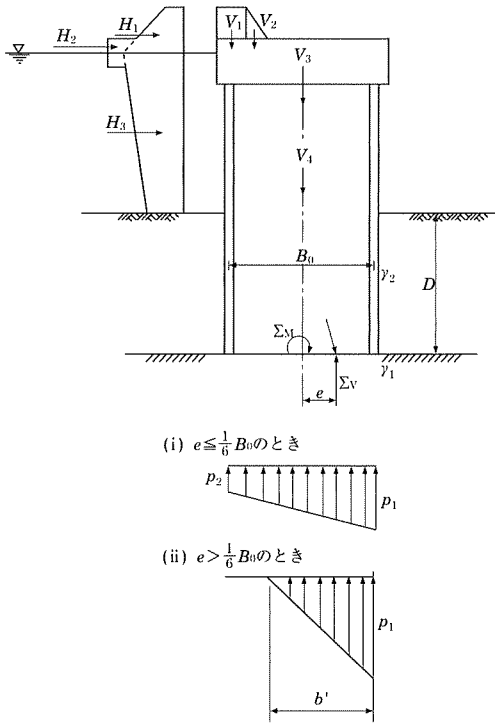


図-6.4.3　底面における地盤反力

（２）　基礎地盤の許容支持力

(i)　砂質地盤の許容支持力

$$q_a = \frac{1}{F_s}(\beta \cdot \gamma_1 \cdot B_0 \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q) + \gamma_2 \cdot D \qquad (6.4.10)$$

q_a；許容支持力（kN/m²）

F_s；安全率（2.5以上）

β ；形状係数（二重壁の場合、帯状と考えて0.5とする。）

γ_1；基礎底面より下の土の単位体積重量（kN/m³）

γ_2；基礎底面より上の土の単位体積重量（kN/m³）

B_0；堤体幅（m）

N_r, N_q；支持力係数（図-6.4.4より求める。）

D；基礎の根入れ深さ（m）

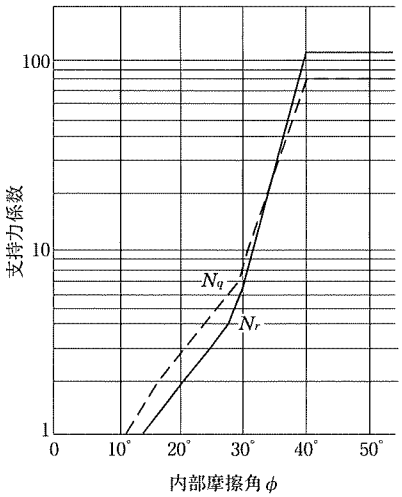


図-6.4.4　支持力係数

(ii) 粘性土地盤の許容支持力

$$q_a = N_c \frac{c_0}{F_s} + \gamma_2 \cdot D \qquad (6.4.11)$$

q_a；許容支持力（kN/m²）

N_c；支持力係数（図-6.4.5）

c_0；基礎底面における土の粘着力（kN/m²）

F_s；安全率（2.5以上とする。）

γ_2；基礎底面より上の土の単位体積重量（kN/m³）

D ；基礎の根入れ深さ（m）

なお、図-6.4.5における k = 0 の場合の N_c は B/H = 0 の値を用いる。

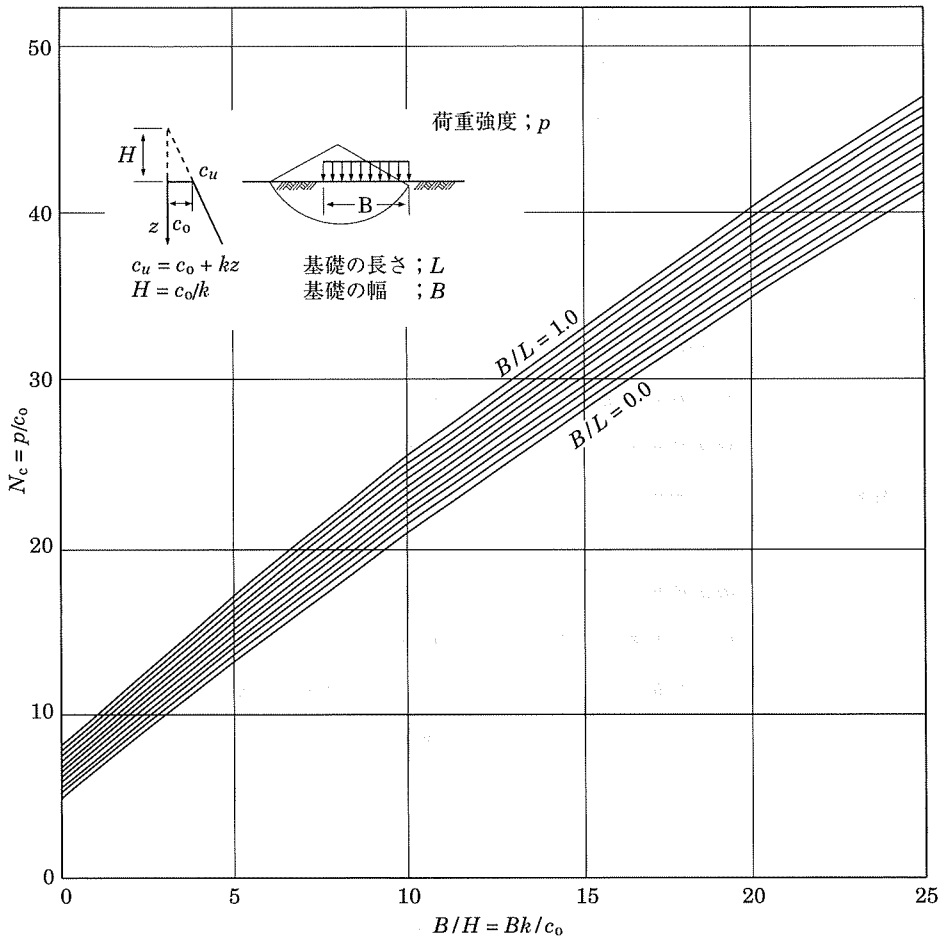


図-6.4.5 支持力係数 N_c

6.4.8 タイロッド・腹起しの設計

タイロッドおよび腹起しの設計は、2.2.4に準じて行います。

6.4.9 二重矢板式防波堤の設計例

1. 設計条件

（1） 天端高

防波堤の天端高　　；＋ 3.50m

防波堤の港内側天端高　；＋ 2.50m

（2） 設計海底面　　；－ 4.00m

（3） 設計潮位

H.H.W.L.　　；＋ 1.85m

H.W.L.　　；＋ 1.50m

L.W.L.　　；± 0.00m

R.W.L.　　；＋ 1.00m

（4） 上載荷重　　；$w = 5\ kN/m^2$

（5） 土質条件

中詰土　；内部摩擦角　；$\phi = 30^\circ$

単位体積重量　；$\gamma = 18\ kN/m^3$、$\gamma' = 10\ kN/m^3$

壁面摩擦角　；$\delta = \pm 15^\circ$

海底地盤　；内部摩擦角　；$\phi = 30^\circ$

単位体積重量　；$\gamma = 18\ kN/m^3$、$\gamma' = 10\ kN/m^3$

壁面摩擦角　；$\delta = \pm 15^\circ$

横方向地盤反力係数；$k_h = 15{,}000\ kN/m^3$

設計N値　；－ 4.00m ～－ 10.00m　N = 10

－ 10.00m 以深　N = 15

（6） 設計波

波高（有義波）　；H = 2.00m

周期　；T = 6.00sec

波の入射角　；$\beta = 0^\circ$

（7） 許容応力度

鋼矢板　SYW390　；$\sigma_a = 235\ N/mm^2$

タイロッド　高張力鋼690　；$\sigma_a = 176\ N/mm^2$

溝形鋼　SS400　；$\sigma_a = 140\ N/mm^2$

（8） 堤体幅　　；$B_0 = 6.00m$

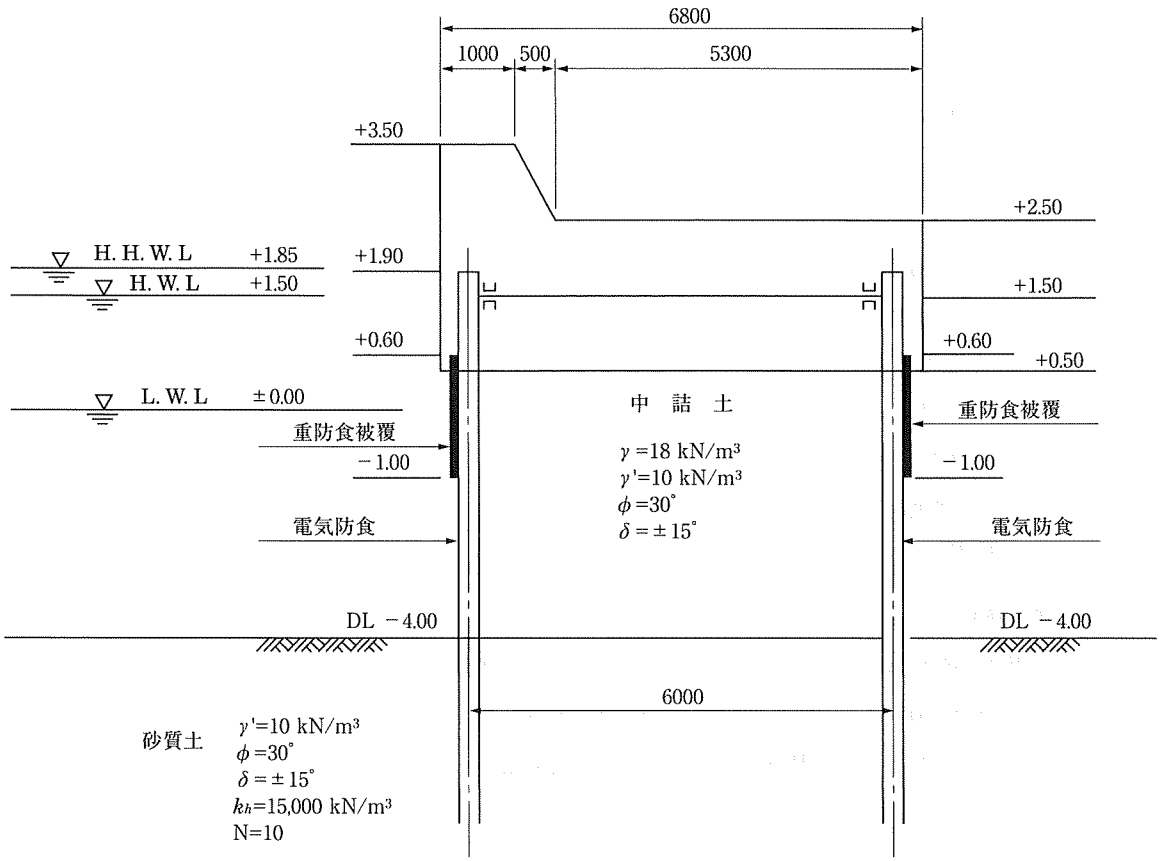


図-6.4.6 設計断面図

2. 外力計算

（1） 波圧公式の選定

直立壁に作用する波力は、波の形態により重複波、砕波等に分類されます。重複波と砕波の区分は、下記の表-6.4.2によるものとします。

表-6.4.2 重複波と砕波の区分

条 件	区 分
h＞2H	重複波（部分砕波）
h≦2H	砕 波

h；構造物が最も危険となる堤体前面水深（m）

表-6.4.2より、設計潮位H.H.W.L.の場合には、重複波の波圧となり、設計潮位L.W.L.の場合には、砕波の波圧となります。ここでは、各々の波圧を算出して大きい方を用いるものとします。

（２） H.H.W.L.時の波圧検討（重複波）

H = 2.00m、h = 5.85m、h_c = +3.50 −（+1.85）= 1.65m　　T = 6.00sec

h；H.H.W.L.時の堤体前面水深（m）

1）波長

波長は、式（6.4.12）を解くことにより求められます。

$$\sigma^2 = gk\ tanh\ (kh_0) \qquad (6.4.12)$$

σ ；角周波数（$=2\pi / T$）(1/s)

g ；重力加速度（m/s²）

k ；波数（$=2\pi / L$）(1/m)

L ；水深 h_0 における波長（m）

以上より波長Lは次のようになります。

L = 40.45m

2）波圧強度

重複波の波圧は、図-6.4.7のような分布をします。各係数については次のように求められます。

$$p_4 = 1.5wH = 1.5 \times 10.1 \times 2.00 = 30.30\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_2 = \frac{wH}{\cosh\frac{2\pi h}{L}} = \frac{10.1 \times 2.00}{1.4416} = 14.01\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L}\coth\frac{2\pi h}{L} = \frac{3.14 \times 2.00^2}{40.45} \times 1.3883 = 0.43\ \mathrm{m}$$

$$p_1 = (P_2 + wh)\left(\frac{H+\delta_0}{h+H+\delta_0}\right) = (14.01 + 10.1 \times 5.85) \times \left(\frac{2.00+0.43}{5.85+2.00+0.43}\right)$$

$$= 21.45\,\mathrm{kN/m^2}$$

$$p_3 = \frac{H+\delta_0-h_c}{H+\delta_0}p_1 = \frac{2.00+0.43-1.65}{2.00+0.43} \times 21.45 = 6.89\,\mathrm{kN/m^2}$$

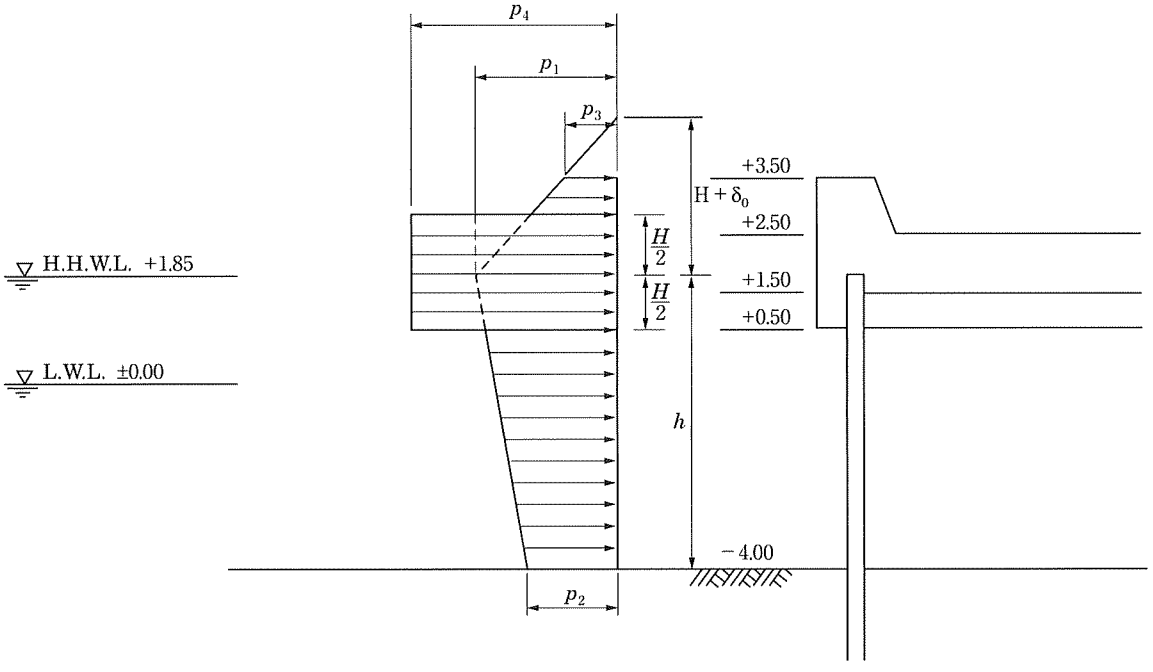


図-6.4.7　H.H.W.L.時の波圧（重複波）

3）波圧合力およびその作用点

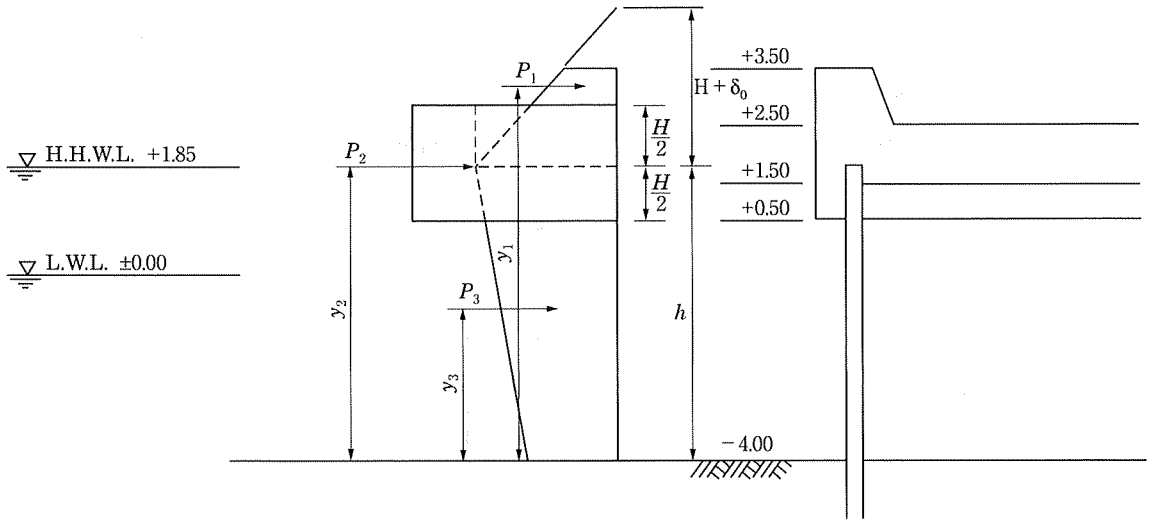


図-6.4.8　波圧合力およびその作用点（重複波）

$$P_1 = \frac{1}{2} \times (6.89 + 12.63) \times 0.65 = 6.34 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 30.30 \times 2.00 = 60.60 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \times (20.18 + 14.01) \times 4.85 = 82.91 \text{ kN/m}$$

$$y_1 = \frac{2 \times 6.89 + 12.63}{6.89 + 12.63} \times \frac{0.65}{3} + 6.85 = 7.14 \text{ m}$$

$$y_2 = 5.85 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{2 \times 20.18 + 14.01}{20.18 + 14.01} \times \frac{4.85}{3} = 2.57 \text{ m}$$

（3） L.W.L.時の波圧検討（砕波）

H = 2.00m、h = 4.00m　　β = 0°

h：L.W.L.時の堤体前面水深（m）

1）波圧強度

砕波の波圧は図-6.4.9のような分布をします。波圧強度p_1は次のように求められます。

$$p_1 = 1.5\,wHcos^2\beta = 1.5\times 10.1\times 2.00\times cos^2 0^\circ = 30.30\,\mathrm{kN/m^2}$$

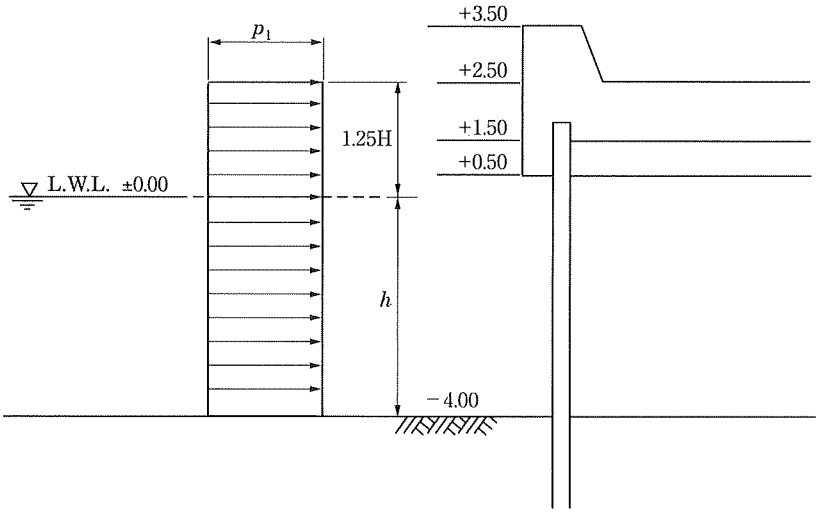


図-6.4.9　L.W.L.時の波圧（砕波）

2）波圧合力および作用点

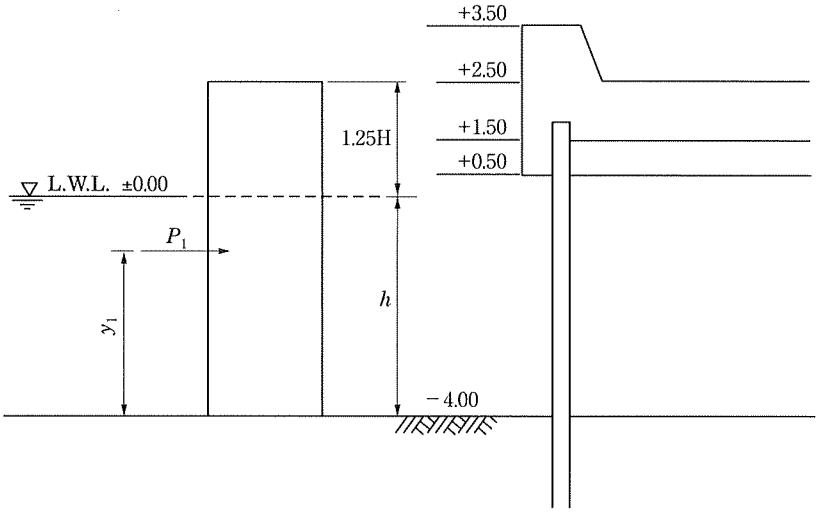


図-6.4.10　波圧合力およびその作用点（砕波）

$$P_1 = 30.30 \times (4.00 + 1.25\times 2.00) = 196.95\,\mathrm{kN/m}$$

$$y_1 = \frac{1}{2} \times (4.00 + 1.25\times 2.00) = 3.25\,\mathrm{m}$$

3. 鋼矢板断面の仮定

検討を行う鋼矢板はⅣwとします。

腐食代は、海中部と海底土中部の腐食代を比較して大きい方を用いるものとします。なお、設計耐用年数は30年とし、電気防食の防食効率は90%とします。

海中部

海側腐食代　t_1 = 0.15 mm/年× 30 年× 0.1 = 0.45 mm

陸側腐食代　t_2 = 0.02 mm/年× 30 年= 0.6 mm

土中部

海側腐食代　t_1 = 0.03 mm/年× 30 年× 0.1 = 0.09 mm

陸側腐食代　t_2 = 0.02 mm/年× 30 年= 0.6 mm

したがって、腐食代は、前面0.45mm、背面0.6mmとなり、腐食後の断面性能は次のようになります。

断面二次モーメント：I_0 = 567 × 10^{-6} m^4/m（腐食前）　I' = 533 × 10^{-6} m^4/m（腐食後）

断　面　係　数　：Z_0 = 270 × 10^{-5} m^3/m（腐食前）　Z' = 254 × 10^{-5} m^3/m（腐食後）

4. 有効堤高の仮定

（1） 地盤の弾性係数 E_s

k_h = 15,000 kN/m^3 より

$E_s = k_h \cdot B = 15,000 \times 1.0 = 15,000$ kN/m^2

（2） 特性値 β

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI'}} = \sqrt[4]{\frac{15,000}{4\times 2.0\times 10^8\times 533\times 10^{-6}}} = 0.433\ m^{-1}$$

（3） 有効堤高

$$H = H_0 + \frac{1.5}{\beta} = (0.50 + 4.00) + \frac{1.5}{0.433} = 7.96\ m$$

5. せん断変形モーメントの計算

波圧によるせん断変形モーメント M_0 は、次のようになります。

（1） H.H.W.L.時の波圧によるせん断変形モーメント

M_{01} = 6.34 ×（7.14 + 7.96 − 4.50）+ 60.60 ×（5.85 + 7.96 − 4.50）+ 82.91 ×（2.57 + 7.96 − 4.50）

= 1131.34 kN・m/m

（2） L.W.L.時の波圧によるせん断変形モーメント

M_{02} = 196.95 ×（3.25 + 7.96 − 4.50）

= 1321.53 kN・m/m

以上により、せん断変形モーメントはL.W.L.時の波圧によるものとします。

6. 中詰土の抵抗モーメントの計算

中詰土のせん断抵抗による抵抗モーメント M_f は、次のようになります。

$$M_f = \frac{1}{6}\times 10\times 7.96\times 6.00^2\times\left(3-\frac{6.00}{7.96}\cos 30^\circ\right)\sin 30^\circ = 560.52 \text{ kN·m/m}$$

7. 鋼矢板の抵抗モーメントの計算

鋼矢板の受けもつ抵抗モーメント M_s は、次のようになります。

$$M_s = 1.2M_0 - M_f = 1.2\times 1321.53 - 560.52 = 1025.32 \text{ kN·m/m}$$

8. 鋼矢板の応力度

鋼矢板の頭部変位および応力度は、式（6.4.3)、式（6.4.4）より求めます。

（1） 頭部変位

$$Y_{TOP} = \frac{M_s\cdot H^2}{24EI} = \frac{1025.32\times 7.96^2}{24\times 2.0\times 10^8\times 533\times 10^{-6}} = 0.0254 \text{ m}$$

（2） 鋼矢板の最大曲げモーメント

$$M_{max} = E\cdot I\cdot \beta^2\cdot Y_{TOP} = 2.0\times 10^8\times 533\times 10^{-6}\times 0.433^2\times 0.0254$$
$$= 507.7 \text{ kN·m/m}$$

（3） 鋼矢板の応力度

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z}\times 10^{-3} = \frac{507.7}{254\times 10^{-5}}\times 10^{-3} = 199.9 \text{ N/mm}^2 < 235\text{N/mm}^2$$

9. 鋼矢板の根入れ長の計算

鋼矢板の根入れ長は、式（6.4.5）より求めます。

$$\beta_0 = \sqrt[4]{\frac{15,000}{4\times 2.0\times 10^8\times 567\times 10^{-6}}} = 0.426\text{m}^{-1}$$

$$D = \frac{5}{4}\cdot\frac{\pi}{\beta_0} = \frac{5}{4}\times\frac{3.14}{0.426} = 9.21 \text{ m}$$

したがって、鋼矢板長Lは、天端標高を＋1.90mとすると、次のようになります。

$$L = 1.90 - (-4.00) + 9.21 = 15.11 \text{ m} \rightarrow \text{L} = 15.5 \text{ m}$$

10.　地盤支持力の検討

鋼矢板の下端を底面とみなした重力式構造物と考え、根入れの浅い基盤として、地盤支持力の検討を行います。

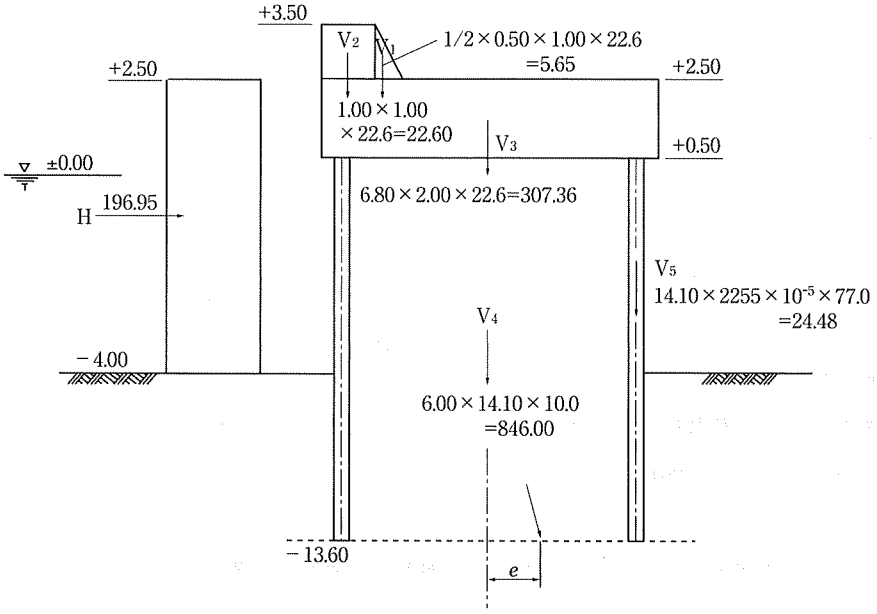


図-6.4.11　二重壁の鉛直合力

鉛直合力ΣVは、図-6.4.9より、下記のようになります。

$$\Sigma V = 22.60 + 5.65 + 307.36 + 846.00 + 24.48 \times 2$$
$$= 1230.6 \text{ kN/m}$$

底面中央でのモーメントMは、下記のようになります。

$$M = 196.95 \times (3.25 + 9.60) - 22.60 \times (6.80/2 - 1.00/2) - 5.65 \times (6.80/2 - 1.00 - 0.50/3)$$
$$= 2{,}452.6 \text{ kN·m/m}$$

偏心量eは、下式を用いて求めます。

$$e = \frac{M}{\Sigma V} = \frac{2{,}452.6}{1230.6} = 1.99 \text{ m}$$

最大地盤反力p_1は、式（6.4.7）、式（6.4.8）のいずれかを用いて求めます。

$$\frac{B_0}{6} = \frac{6.00}{6} = 1.00\text{m} < e = 1.99 \text{ m}$$

$$p_1 = \frac{2}{3\times\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{B_0}\right)} \cdot \frac{V}{A} = \frac{2}{3\times\left(\frac{1}{2} - \frac{1.99}{6.00}\right)} \times \frac{1230.6}{6.00 \times 1.00} = 812.3 \text{ kN/m}^2$$

浅い基礎の許容支持力q_aは、鋼矢板根入れ下端付近のN値を15として求めます。

$\phi = \sqrt{20N} + 15 = 32°$　　図-6.4.4より、N_r=12、N_q=15

$$q_a = \frac{1}{F_S}(\beta \cdot \gamma_1 \cdot B_0 \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q) + \gamma_2 \cdot D$$

$$= \frac{1}{2.5}(0.5 \times 10 \times 6.00 \times 12 + 10 \times 9.60 \times 15) + 10 \times 9.60$$

$$= 816.0\,\mathrm{kN/m^2}$$

$q_a > p_1$

したがって、地盤支持力についても安全です。

11.　タイロッドの断面決定

2.3節の土圧式より算出した土圧係数は、$\phi = 30°$ 、$\delta = +15°$ のとき、下記のようになります。

主働土圧係数　$K_a \cdot \cos\delta = 0.291$

図-6.4.10の荷重図に示す各境界面における土圧強度および残留水圧強度は、表-6.4.3のようになります。

表-6.4.3　土圧および残留水圧強度

i	土圧係数 $K_i \cdot \cos\delta$	荷重 w_i (kN/m²)	土圧・水圧強度 p_i (kN/m²)
a 1	0.291	5.0	1.46
a 2	0.291	32.0	9.31
a 3	0.291	82.0	23.86
w	−	10.1	10.10

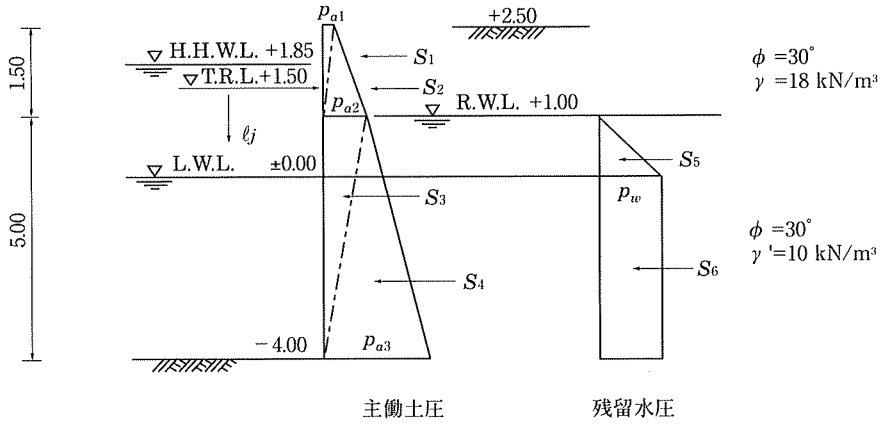


図-6.4.12　荷重図

図-6.4.10に示すような土圧、残留水圧によるタイロッド取付点まわりのモーメントは表-6.4.4のようになります。

表-6.4.4 水平力およびモーメント

j	土圧・残留水圧 S_j (kN/m)	距離 ℓ_j (m)	モーメント $M_j = S_j \cdot \ell_j$ (kN・m/m)
1	1.10	-0.500	-0.55
2	6.98	0.000	0.00
3	23.28	2.167	50.45
4	59.65	3.833	228.64
5	5.05	1.167	5.89
6	40.40	3.500	141.40

鋼矢板をタイロッド取付点および海底面に設けた仮想鉸点によって支えられた単純梁とみなして、支点反力を求めると、表-6.4.4 より海底面以上の合力は、下記のようになります。

$$\Sigma P = \sum_{1}^{6} S_j = 136.46 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = \sum_{1}^{6} M_j = 425.83 \text{ kN·m/m}$$

よって、海底面上の仮想鉸点反力は、下記のようになります。

$$R_D = \frac{\Sigma M}{\ell_D} = \frac{425.83}{5.50} = 77.42 \text{ kN/m}$$

$$A_P = \Sigma P - R_D = 136.46 - 77.42 = 59.04 \text{ kN/m}$$

タイロッドの材質を高張力鋼690材とし、取付間隔を $\ell_P = 2.40$m として必要径を求めます。タイロッド材は、上部コンクリートで捲き立てられるので、腐食代は考慮しません。

タイロッドの張力Tを求めると、下記のようになります。

$$T = A_P \cdot \ell_P = 59.04 \times 2.40 = 141.70 \text{ kN}$$

$$d = \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_a}} = \sqrt{\frac{4 \times 141.70 \times 10^3}{3.14 \times 176}} = 32.03 \text{ mm}$$

よって、ϕ 36mm（高張力鋼）を使用するものとします。

12. 腹起しの断面決定

腹起しには、材質SS400の溝形鋼を組合せて使用するものとします。

腹起しに発生する最大曲げモーメントは、下記のようになります。

$$M_{max} = \frac{1}{10} A_P \cdot \ell_P^2 = \frac{1}{10} \times 59.04 \times 2.40^2 = 34.01 \text{ kN·m}$$

$$Z = \frac{M_{max}}{\sigma_a} = \frac{34.01}{140} \times 10^{-3} = 243 \times 10^{-6} \text{m}^3$$

したがって、腹起し材には2[-180 × 75 × 7 × 10.5（Z = 2 × 153 × 10^{-6} = 306 × 10^{-6}m^3）を用いるものとします。

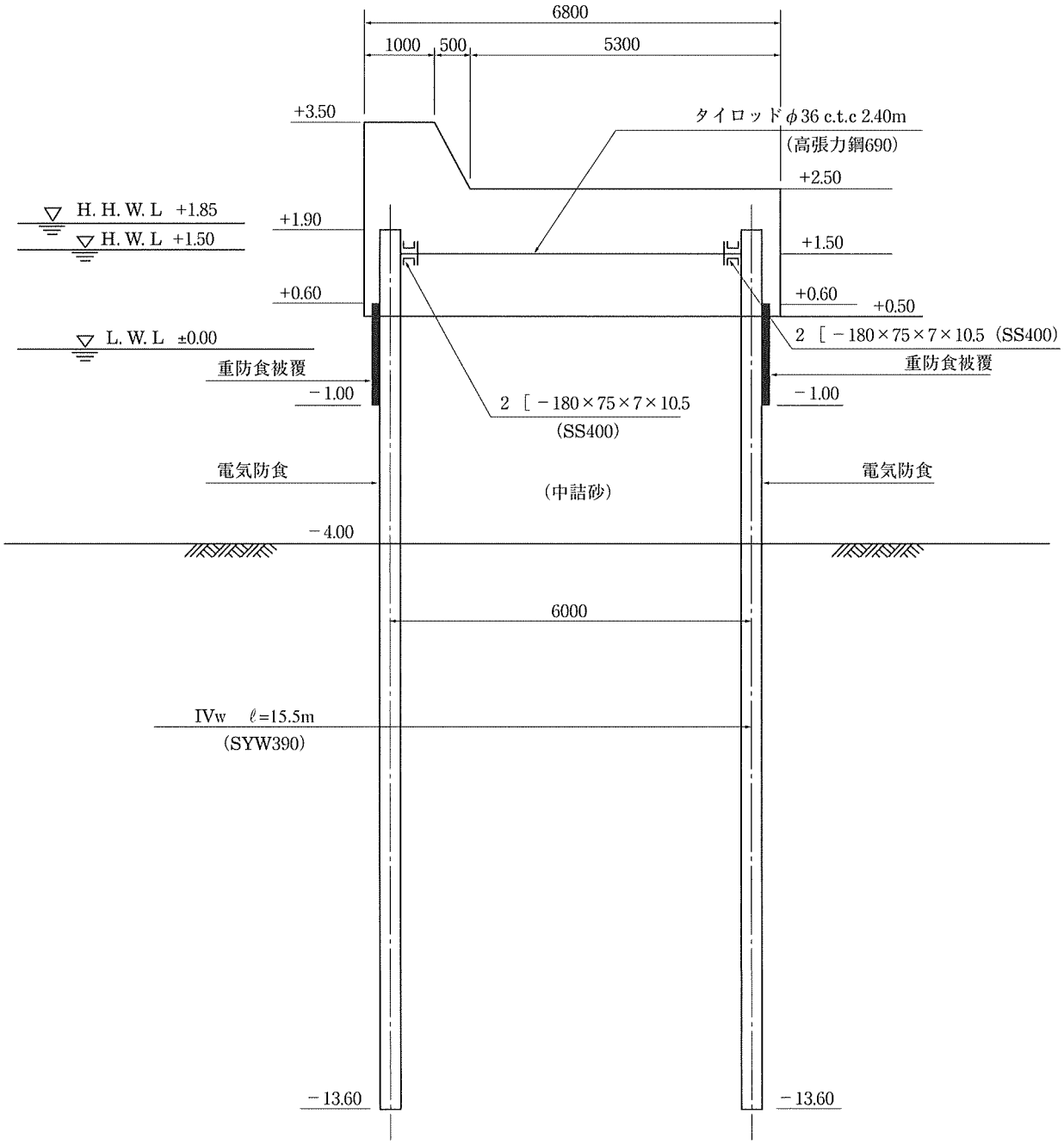


図-6.4.13　標準断面図

〔参考文献〕

1)　水産庁監修，(社) 全国漁港漁場協会；第6編 第4章 普通矢板式係船岸，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003,10，pp.430～447

2)　水産庁監修，(社) 全国漁港漁場協会；第5編 第4章 二重矢板式防波堤，漁港・漁場の施設の設計の手引，2003,10，pp.340～346

第７章　農業水路護岸の設計

7.1　設計条件

農業水路護岸の設計は、「土地改良事業計画設計基準「水路工」基準書・技術書」[1]（農林水産省農村振興局）に準拠して行います。設計に用いる土圧については2.3.3を、水圧については2.4.1をご参照ください。

7.1.1　上載荷重

上載荷重については、自動車荷重、群集荷重、雪荷重、宅地荷重等を考慮します。

〔1〕 自動車荷重及び衝撃荷重

活荷重として自動車荷重を考慮する場合は、土地改良事業計画設計基準[1]（農林水産省農村振興局）に規定されているＴ活荷重を使用します。自動車荷重は衝撃を生じるものとし、衝撃係数は表-7.1.1の通りです。T-25の場合、土かぶりが4m以上、及びT-14以下の場合、土かぶりが3.5m以上の活荷重は、表-7.1.1の活荷重の値を頂版上面に一様に載荷させます。

表-7.1.1　自動車荷重（衝撃荷重）

荷重条件	土かぶり (m)	衝撃係数 i	土かぶり (m)	活荷重 (kN/m²)	衝撃係数 i
T-25	4.0 未満	0.3	4.0 以上	10	0
T-14	3.5 未満	0.3	3.5 以上	7	0
T-10	3.5 未満	0.3	3.5 以上	5	0

〔2〕 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、鉛直荷重の大きさについては、表-7.1.2の通りです。

表-7.1.2　群集荷重

常　時		摘　要
公道の歩道	; 5kN/m²	・自動車荷重と群集荷重は同時に作用しない
大型自動車の入らない歩道	; 3kN/m²	・群集荷重と雪荷重は同時に作用しない

〔3〕 雪荷重

雪荷重を考慮する地方においては、その地方の実情に応じて適切な値を定めます。積雪の単位体積重量は、一般的には3.5kN/m³に積雪深を乗じて求めます。また、路面において自動車荷重を組み合わせる場合は、雪荷重を1.0kN/m²とします。

〔4〕 宅地荷重

宅地荷重の影響を考慮する必要がある場合は、表-7.1.3の通り考慮します。

表-7.1.3 宅地荷重

荷重条件	宅地荷重
建築物が連担する場合	20kN/m²
建築物が連担しない場合	15kN/m²

〔5〕 背面盛土部と自動車荷重の取り扱い

開水路壁背面の台形盛土、自動車荷重、群集荷重等は、開水路壁背面上の等分布荷重に換算して土圧を計算します。それぞれの載荷重の換算はフリューリッヒの地盤応力の理論を応用し、モーメント換算により求めた式(7.1.1)を用います。

$$q_q = Q \cdot I_w$$

$$I_w = 1+\left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi}\left\{1+\left(\frac{X}{H}\right)^2\right\}tan^{-1}\left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi}\left(\frac{X}{H}\right) \qquad (7.1.1)$$

q_q；盛土荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)

Q；各種荷重の載荷位置における等分布荷重 (kN/m²)

X；壁背面からの載荷位置 (m)

H；壁高＋底版厚/2 (m)

I_w；台形荷重換算係数（表-7.1.5参照）

（1） 台形盛土荷重の等分布載荷重換算

壁背面の台形盛土による水平荷重は、換算等分布荷重として式（7.1.2）により求めます。

$$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot I_w \qquad (7.1.2)$$

q_w；盛土荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)

γ；盛土の単位体積重量 (kN/m³)

H_0；盛土高 (m)

X；仮想距離（$X = X_1 + \frac{1}{2}X_2$） (m)

H；壁高＋底版厚/2 (m)

I_w；台形荷重換算係数（式（7.1.1）または表-7.1.5）

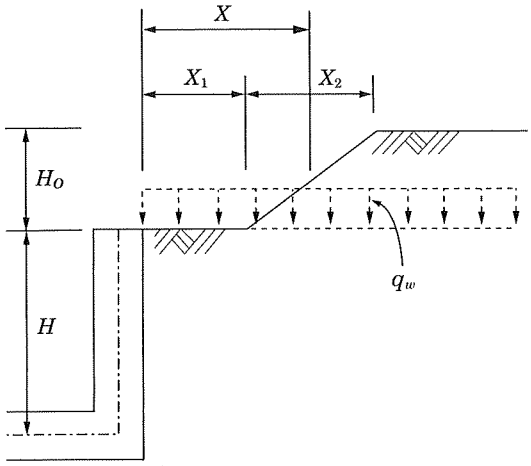


図-7.1.1　台形盛土の換算

（2）　壁背面に作用する自動車荷重

壁面に作用する自動車荷重は、式（7.1.3）により換算等分布荷重に換算して求めます。

$$q_Q = Q \cdot I_w \qquad (7.1.3)$$

q_Q；換算等分布荷重（kN/m²）

Q ；T荷重／車両占有面積（kN/m²）（表-7.1.4参照）

X ；壁背面から荷重の作用する位置までの距離（m）

H ；壁高＋底版厚/2（m）

I_w；等分布荷重換算係数（式（7.1.1）または表-7.1.5参照）

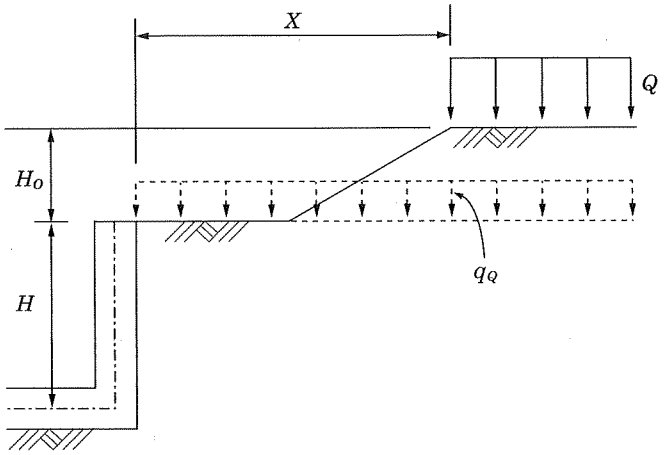


図-7.1.2　自動車荷重の換算

表-7.1.4　自動車荷重

荷重	Q（kN/m²）
T-25	10
T-14	7
T-10	5

表-7.1.5　台形荷重換算係数（I_w）表

X/H	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.00	1.000	0.987	0.975	0.963	0.951	0.939	0.927	0.916	0.904	0.893
0.10	0.882	0.871	0.861	0.850	0.840	0.830	0.820	0.810	0.801	0.791
0.20	0.782	0.773	0.764	0.755	0.746	0.738	0.729	0.721	0.713	0.705
0.30	0.697	0.689	0.681	0.674	0.666	0.659	0.652	0.645	0.638	0.631
0.40	0.624	0.618	0.611	0.605	0.599	0.592	0.586	0.580	0.574	0.568
0.50	0.563	0.557	0.552	0.546	0.541	0.535	0.530	0.525	0.520	0.515
0.60	0.510	0.505	0.501	0.496	0.491	0.487	0.482	0.478	0.474	0.469
0.70	0.465	0.461	0.457	0.453	0.449	0.445	0.441	0.437	0.434	0.430
0.80	0.426	0.423	0.419	0.416	0.412	0.409	0.406	0.402	0.399	0.396
0.90	0.393	0.390	0.386	0.383	0.380	0.378	0.375	0.372	0.369	0.366
1.00	0.363	0.361	0.358	0.355	0.353	0.350	0.348	0.345	0.343	0.340
1.10	0.338	0.335	0.333	0.331	0.328	0.326	0.324	0.322	0.320	0.317
1.20	0.315	0.313	0.311	0.309	0.307	0.305	0.303	0.301	0.299	0.297
1.30	0.295	0.293	0.292	0.290	0.288	0.286	0.284	0.283	0.281	0.279
1.40	0.278	0.276	0.274	0.273	0.271	0.269	0.268	0.266	0.265	0.263
1.50	0.262	0.260	0.259	0.257	0.256	0.254	0.253	0.252	0.250	0.249
1.60	0.247	0.246	0.245	0.243	0.242	0.241	0.240	0.238	0.237	0.236
1.70	0.235	0.233	0.232	0.231	0.230	0.229	0.227	0.226	0.225	0.224
1.80	0.223	0.222	0.221	0.220	0.219	0.217	0.216	0.215	0.214	0.213
1.90	0.212	0.211	0.210	0.209	0.208	0.207	0.206	0.205	0.204	0.204
2.00	0.203	0.202	0.201	0.200	0.199	0.198	0.197	0.196	0.195	0.195
2.10	0.194	0.193	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.187	0.186
2.20	0.186	0.185	0.184	0.183	0.182	0.182	0.181	0.180	0.180	0.179
2.30	0.178	0.177	0.177	0.176	0.175	0.175	0.174	0.173	0.172	0.172
2.40	0.171	0.170	0.170	0.169	0.168	0.168	0.167	0.167	0.166	0.165
2.50	0.165	0.164	0.163	0.163	0.162	0.162	0.161	0.160	0.160	0.159
2.60	0.159	0.158	0.158	0.157	0.156	0.156	0.155	0.155	0.154	0.154
2.70	0.153	0.153	0.152	0.152	0.151	0.150	0.150	0.149	0.149	0.148
2.80	0.148	0.147	0.147	0.146	0.146	0.145	0.145	0.144	0.144	0.144
2.90	0.143	0.143	0.142	0.142	0.141	0.141	0.140	0.140	0.139	0.139
3.00	0.138	0.138	0.138	0.137	0.137	0.136	0.136	0.135	0.135	0.135

〔参考文献 1)、 表-7.3.3 より抜粋〕

7.1.2　設計震度

農業用水路の耐震設計は、特に規模が大きく地震被害の第三者に与える影響が無視できない場合や多目的用水路等、断水被害が利水者に多大な損害を与えると予想されるような場合以外は考慮しません。ただし、特に重要度の高い水路構造物や壁高が8mを超えるような大規模な擁壁の場合は地震時の検討を行います。

震度法における設計水平震度は式（7.1.4）により算出します。

$$k_h = c_z \cdot c_s \cdot k_{h0} \qquad (7.1.4)$$

k_h ；設計水平震度（小数点以下2桁に丸める）

k_{h0}；構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値で、表-7.1.7による。

c_z ；地域別補正係数

c_s ；構造物重要度別補正係数

ただし、設計水平震度の最小値は、$k_h = 0.1$ とします。

地域別補正係数（c_z）は、表-7.1.6および図-7.1.3の地域区分により、表-7.1.8の値を参考とします。

構造物重要度別補正係数（c_s）は、表-7.1.9を参照とします。

表-7.1.7に示す耐震設計の地盤種別は、原則として式（7.1.5）で算出される地盤の特性値T_Gをもとに、表-7.1.10により区分します。地表面が基礎面と一致する場合はⅠ種地盤とします。

$$T_G = 4 \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}} \qquad (7.1.5)$$

T_G；地盤の特性値（s）

H_i；i番目の土層の厚さ（m）

V_{si}；i番目の土層の平均せん断弾性波速度(m/s)

粘性土層の場合　$V_{si} = 100N_i^{1/3}$　$(1 \leqq N_i \leqq 25)$

砂質土層の場合　$V_{si} = 80N_i^{1/3}$　$(1 \leqq N_i \leqq 50)$

N_i；標準貫入試験によるI番目の土層の平均N値

i；当該地盤が地表面から基礎面までn層に区分されるときの地表面からのⅠ番目の土層の番号。基礎面とは、粘性土層の場合はN値が25以上、砂質土層の場合はN値が50以上の土層の上面、若しくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の土層の上面をいいます。

表-7.1.6　地区区分

地域区分	対　　象　　地　　域
A	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡（十勝支庁）、河西郡、広尾郡、中川郡、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡、岩手県、宮城県 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡、茨城県、栃木県、群馬県、埼玉県、千葉県、東京都、神奈川県、長野県、山梨県 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東砺波郡、西砺波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静岡県、愛知県、岐阜県、三重県、福井県、滋賀県、京都府、大阪府、奈良県、和歌山県、兵庫県 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡 香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡
B	北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、札幌郡、石狩郡、厚田郡、浜益郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、蛇田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡、（上川支庁）のうち東神楽町、上川町、東川町および美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡

B	青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、東津軽郡、西津軽郡、 中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡、秋田県、山形県 福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、 北会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡、新潟県 富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡 石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳至郡、珠洲郡 鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡、島根県、岡山県、 広島県 徳島県のうち美馬郡、三好郡 香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、 仲多度郡、三豊郡 愛媛県、高知県 熊本県のうち熊本市、菊池市、人吉市、阿蘇郡、菊池郡、上益城郡、下益城郡、八代郡、 球磨郡 大分県のうち大分市、別府市、臼杵市、津久見市、佐伯市、竹田市、日田郡、玖珠郡、 大分郡、直入郡、大野郡、北海部郡、南海部郡 宮崎県
C	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川支庁）のうち 鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町および下川町、 中川郡、（上川支庁）、増毛郡、留萌町、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、 利尻郡、紋別郡 山口県、福岡県、佐賀県、長崎県 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、 宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、 下毛郡、宇佐郡 鹿児島県（名瀬市および大島郡を除く） 沖縄県

〔参考文献 1)、 表-7.1.20〕

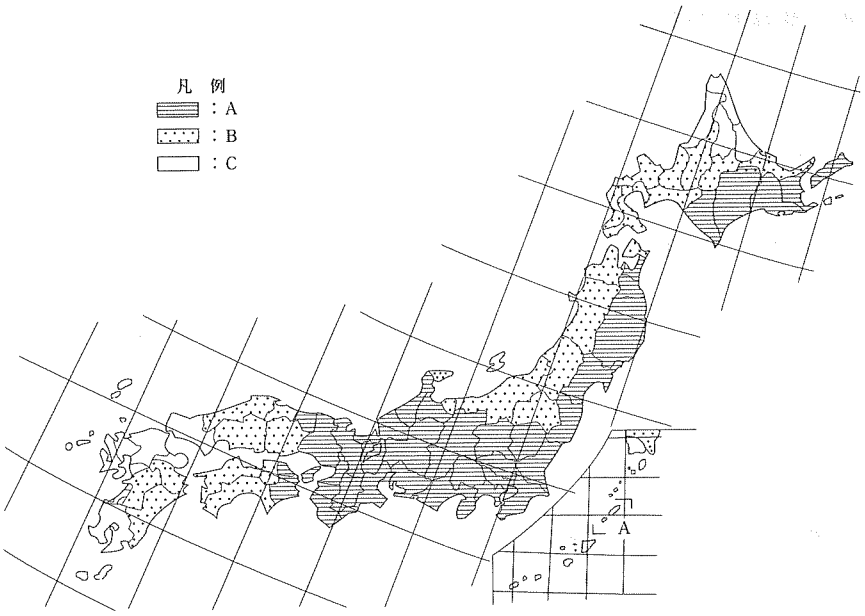


図-7.1.3　地域別補正係数の地域区分

〔参考文献 1)、 図-7.1.26〕

表-7.1.7　構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値

地盤種別	I種	II種	III種
k_{h0}	0.16	0.20	0.24

〔参考文献 1)、 表-7.1.17〕

表-7.1.8　地域別補正係数（c_z）

地域区分	地域別補正係数
A	1.0
B	0.85
C	0.7

〔参考文献 1)、 表-7.1.18〕

表-7.1.9　構造物の重要度別補正係数（c_s）

区　分	補正係数
特に重要な構造物	1.0
一般の構造物 巨大な剛体状の構造物	0.7～0.8
土構造物	0.5～0.7

〔参考文献 1)、 表-7.1.19〕

表-7.1.10　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	補正係数
I種	$T_G<0.2$
II種	$0.2\leqq T_G<0.6$
III種	$0.6\leqq T_G$

〔参考文献 1)、 表-7.1.21〕

7.2 自立式鋼矢板護岸の設計

自立式鋼矢板壁の設計例を以下に示します。農業水路護岸の設計は2.2.3と同様に検討しますが、根入長はチャンの式を用いて、仮想地盤面から3/ β となります。

軟弱粘性土地盤の場合、設計地盤面における受働土圧強度が主働土圧強度を上回るときは、50cm下げた位置を仮想地盤とし、この場合、設計地盤面下の土圧分布は仮想地盤面における土圧強度が0となる三角形分布とします。

以下にその設計例を示します。

1. 設計条件

（1） 標高

(i) 天端高 ；C.H. = + 2.00m

(ii) 設計河床 ；D.L. = − 0.70m

(iii) 残留水位 ；R.W.L. = + 0.50m

(iv) 低水位 ；L.W.L. = ± 0.00m

(v) 横 距 ；1.50m

(vi) 盛土高 ；1.50m

(vii) 法尻間距離 ；1.00m

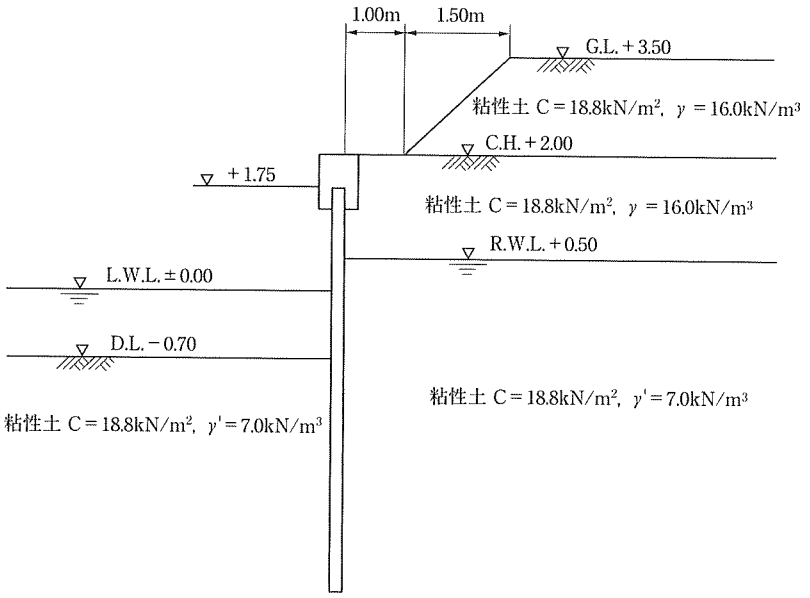


図-7.2.1 検討断面図

（2） 地震時の取り扱い

常時のみの検討を行います。

（3） 上載荷重；Q = 10 kN/m²（常時）

（4） 土質条件

(i) 背面土（C.H. ～ D.L.）

粘着力 ；c = 18.8 kN/m²

単位体積重量；γ = 16.0 kN/m³（湿潤）、γ' = 7.0 kN/m³（水中）

(ii)　河床地盤（D.L.以深）

粘着力 ：c = 18.8 kN/m²

単位体積重量；γ' = 7.0 kN/m³（水中）

（5）　水の単位体積重量；γ_w = 9.8 kN/m³

（6）　壁面摩擦角；δ_a = + 15°、δ_p = − 15°

（7）　腐食代及び継手効率

腐食代は片面1 mm、両面で2mmを考慮するものとし、その時の断面二次モーメント、断面係数については1.6をご参照下さい。

継手効率については、3.6をご参照下さい。ここでは、ハット形鋼矢板を用いるものとし、継手効率は1.0として計算します。

（9）　許容変位

鋼矢板頭部の許容変位は、壁高Hの1/40以内（0＜H≦4.0m）、10cm以内（4.0m＜H）を目安とします。したがって、ここでは許容変位はδ_a = 67.5mmとなります。

$$\delta_a = \frac{H}{40} = \frac{2700}{40} = 67.5 \quad (\mathrm{mm})$$

2.　土圧強度および残留水圧強度

（1）　上載荷重

①　盛土荷重の等分布換算

盛土荷重による上載荷重を式（7.1.2）により計算します。

$$I_w = 1+\left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi}\left\{1+\left(\frac{X}{H}\right)^2\right\}tan^{-1}\left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi}\left(\frac{X}{H}\right)$$

$$= 1+\left(\frac{1.75}{2.7}\right)^2 - \frac{2}{\pi}\left\{1+\left(\frac{1.75}{2.7}\right)^2\right\}tan^{-1}\left(\frac{1.75}{2.7}\right) - \frac{2}{\pi}\left(\frac{1.75}{2.7}\right) = 0.488$$

$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot Iw$

$= 16.0 \times 1.5 \times 0.488 = 11.70$ kN/m²

②　自動車荷重による上載荷重

自動車荷重による上載荷重を式（7.1.3）により計算します。

$$I_w = 1+\left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi}\left\{1+\left(\frac{X}{H}\right)^2\right\}tan^{-1}\left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi}\left(\frac{X}{H}\right)$$

$$= 1+\left(\frac{2.5}{2.7}\right)^2 - \frac{2}{\pi}\left\{1+\left(\frac{2.5}{2.7}\right)^2\right\}tan^{-1}\left(\frac{2.5}{2.7}\right) - \frac{2}{\pi}\left(\frac{2.5}{2.7}\right) = 0.385$$

$q_Q = Q \cdot I_w$

$= 10.0 \times 0.385 = 3.85$ kN/m²

③　上載荷重

①・②により上載荷重の合計は下記のようになります。

$q = q_w + q_Q = 15.5$ kN/m²

（2） 土圧強度および残留水圧強度

図-7.2.2に示す各土層境界面における土圧強度および残留水圧強度を算出しますと表-7.2.1のようになります。

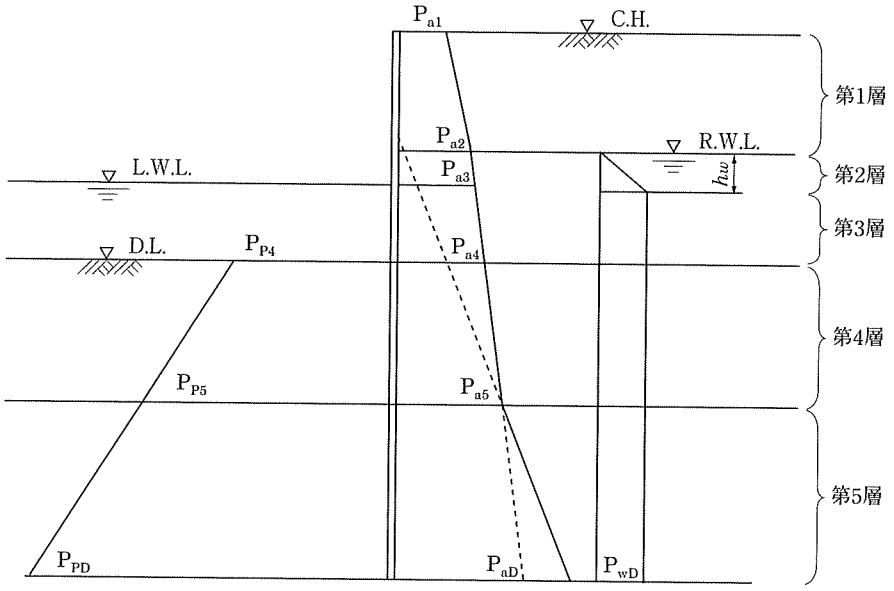


図-7.2.2 記号図

主働土圧の算定式 $p_{a①}$、$p_{a②}$

$p_{a①} = \sum \gamma h + Q - 2C$

$p_{a②} = K_c(\sum \gamma h + Q)$

Kc：圧密平衡定数、Kc=0.50

$p_{a①}$、$p_{a②}$の大きい方の値をとり、主働土圧とします。

表-7.2.1 土圧強度

土層番号	位置 (m)	γ (kN/m³)	C (kN/m²)	荷重 $w=\Sigma\gamma_i h_i+q$ (kN/m²)	主働側			残留水圧	受働側	土圧・水圧合計
					$p_{a①}$ (kN/m²)	$p_{a②}$ (kN/m²)	p_a (kN/m²)	p_w (kN/m²)	p_p (kN/m²)	$p_s=p_a+p_w-p_p$ (kN/m²)
第1層	+2.00	16.0	18.8	15.5	-22.1	7.8	7.8	−	−	7.8
	+0.50			39.5	2.0	19.8	19.8	−	−	19.8
第2層	+0.50	7.0	18.8	39.5	2.0	19.8	19.8	0.0	−	19.8
	±0.00			43.0	5.5	21.5	21.5	4.9	−	26.4
第3層	±0.00	7.0	18.8	43.0	5.5	21.5	21.5	4.9	−	26.4
	−0.70			47.9	10.4	24.0	24.0	4.9	−	28.9
第4層	−0.70	7.0	18.8	47.9	10.4	24.0	24.0	4.9	37.6	-8.7
	−4.59			75.2	37.6	37.6	37.6	4.9	64.85	−
第5層	−4.59	7.0	18.8	75.2	37.60	37.60	37.60	4.9	64.85	−
	−18.00			169.0	131.45	84.52	131.45	4.9	158.70	−

3.　仮想地盤面深さ

仮想地盤面の深さxは設計面以下において主働土圧強度と残留水圧強度の合計が、受働土圧強度とつり合う深さとします。表-7.2.1 よると、設計地盤面における受働土圧強度が主働土圧強度を上回っています。ここでは、軟弱粘性地盤であるため、設計地盤面から50cm 下げた位置を仮想地盤とします。図-7.2.3 に土圧強度と残留水圧強度の和の作用図を示します。

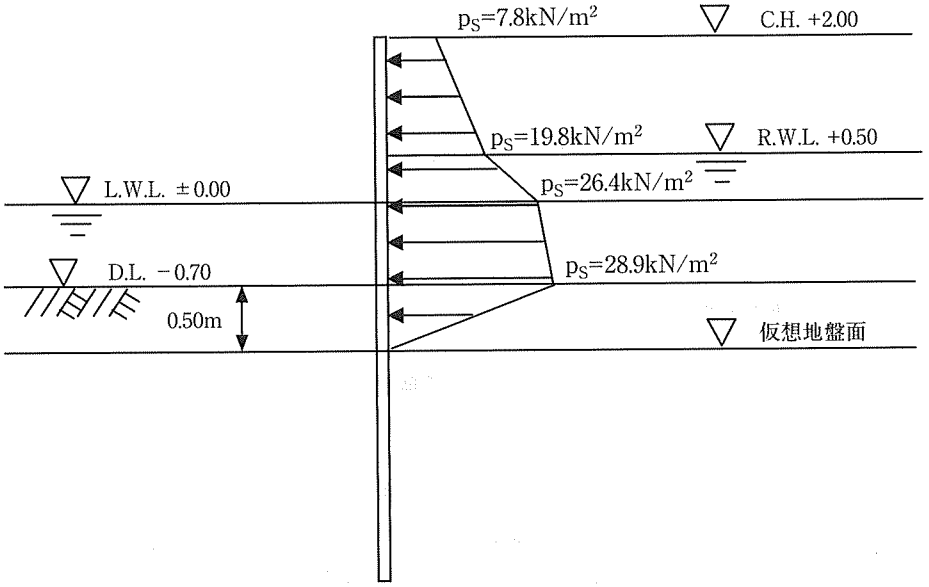


図-7.2.3　土圧強度と残留水圧強度の和の作用図

4. 地上部の荷重

（1） 水平力とモーメント

仮想地盤面より上の土圧・残留水圧による荷重を図-7.2.4に示すように分割して算出します。

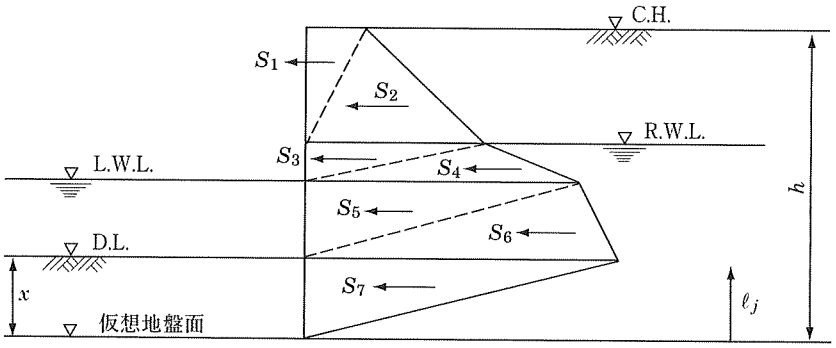


図-7.2.4 荷重図

表-7.2.2 水平力およびモーメント

j	水平力 S_j (kN/m)	距離 l_j (m)	モーメント $M=S_j \cdot l_j$ (kNm/m)
1	5.85	2.70	15.80
2	14.85	2.20	32.67
3	4.94	1.53	7.58
4	6.61	1.37	9.03
5	9.25	0.97	8.94
6	10.11	0.73	7.41
7	7.22	0.33	2.41
	H_0=58.83	−	M_0=83.84

合力作用高さ h_0 は下記のように求められます。

$$h_0 = \frac{M_0}{H_0} = \frac{83.84}{58.83} = 1.425\text{m}$$

5. 鋼矢板壁の設計

ハット形鋼矢板10Hを使用するものとして設計を行ないます。この場合、鋼矢板壁の断面性能は表-7.2.3の腐食後の数値を用いるものとします。なお、継手効率については1.0とします。

表-7.2.3 鋼矢板壁の断面性能

項目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	I_0=10500×10^{-8}m^4/m	I=8300×10^{-8} m^4/m
断面係数	Z_0=9020×10^{-7}m^3/m	Z=7130×10^{-7} m^3/m

（1） 片持ち梁としての変位

「土地改良事業計画設計基準設計「水路工」基準書　技術書」[1] では片持ち梁の変位については次式で求めることを規定しています。

$$\delta_3 = \frac{H_0 h_0^{\,2}(3h - h_0)}{6EI}$$

そこで、基準に従い片持ち梁としての頭部変位を求めます。

$$I = 8295 \times 10^{-8}\ \mathrm{m^4/m}$$

$$\delta_3 = \frac{H_0 h_0^{\,2}(3h - h_0)}{6EI} = \frac{58.83 \times 1.425^2 \times (3 \times (2.700 + 0.500) - 1.425)}{6 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8}} = 0.0098\,\mathrm{m}$$

（2） 根入れ部の設計

仮想地盤面以下の平均N値を3として、横方向地盤反力係数k_hを推定します。

$$k_h = 0.691N^{0.406} = 1.0794\ \mathrm{kgf/cm^3} = 10{,}794\ \mathrm{kN/m^3}$$

次に、仮想地盤面における変位δ_1、たわみ角θ_Sおよび最大曲げモーメントM_{max}は式（2.2.19）～式（2.2.23）式より求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10794 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8}}} = 0.63507\ \mathrm{m^{-1}} \qquad \text{（応力検討用）}$$

$$\delta_1 = \frac{H_0(1 + \beta h_0)}{2EI \cdot \beta^3} = \frac{58.83 \times (1 + 0.6351 \times 1.425)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.6351^3} = 0.0132\,\mathrm{m}$$

$$\theta_S = \frac{H_0(1 + 2\beta h_0)}{2EI \cdot \beta^2} = \frac{58.83 \times (1 + 2 \times 0\,6351 \times 1.425)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 8300 \times 10^{-8} \times 0.6351^2} = 0.0123\ \mathrm{rad}$$

$$M_{max} = M_0 \cdot \frac{\sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta h_0} \cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2\beta h_0}\right)}$$

$$= 83.84 \cdot \frac{\sqrt{(1 + 2 \times 0.6351 \times 1.425)^2 + 1}}{2\beta h_0} \cdot e^{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.6351 \times 1.425}\right)} = 98.04\ \mathrm{kN \cdot m/m}$$

（3） 頭部変位および応力度の検討

前記の計算結果より鋼矢板壁の頭部変位 δ を求めます。

$$\delta = \delta_1 + \theta_S h + \delta_3 = 0.0132 + 0.0123 \times (2.700 + 0.500) + 0.0098 = 0.0624\,\mathrm{m}$$

$$= 62.4\,\mathrm{mm} \leq \delta_a = 67.5\,\mathrm{mm}$$

曲げ応力度 σ は、腐食代を見込んだ断面係数を用いて検討します。

$$\sigma = \frac{|M_{max}|}{Z} = \frac{98.04 \times 10^6}{712.6 \times 10^3} = 138\,\mathrm{N/mm^2} \leq \sigma_a = 180\,\mathrm{N/mm^2}$$

（4） 鋼矢板長の検討

鋼矢板天端の標高を＋1.75m として鋼矢板長 ℓ を求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \cdot B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{10794 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 10500 \times 10^{-8}}} = 0.59873\,\mathrm{m^{-1}}$$ （根入長計算用）

$$l = 2.70 - 0.25 + 0.50 + \frac{3}{0.599} = 7.96\mathrm{m}$$

以上の結果より使用鋼矢板は、ハット形鋼矢板 10H　ℓ =8.0m となります。

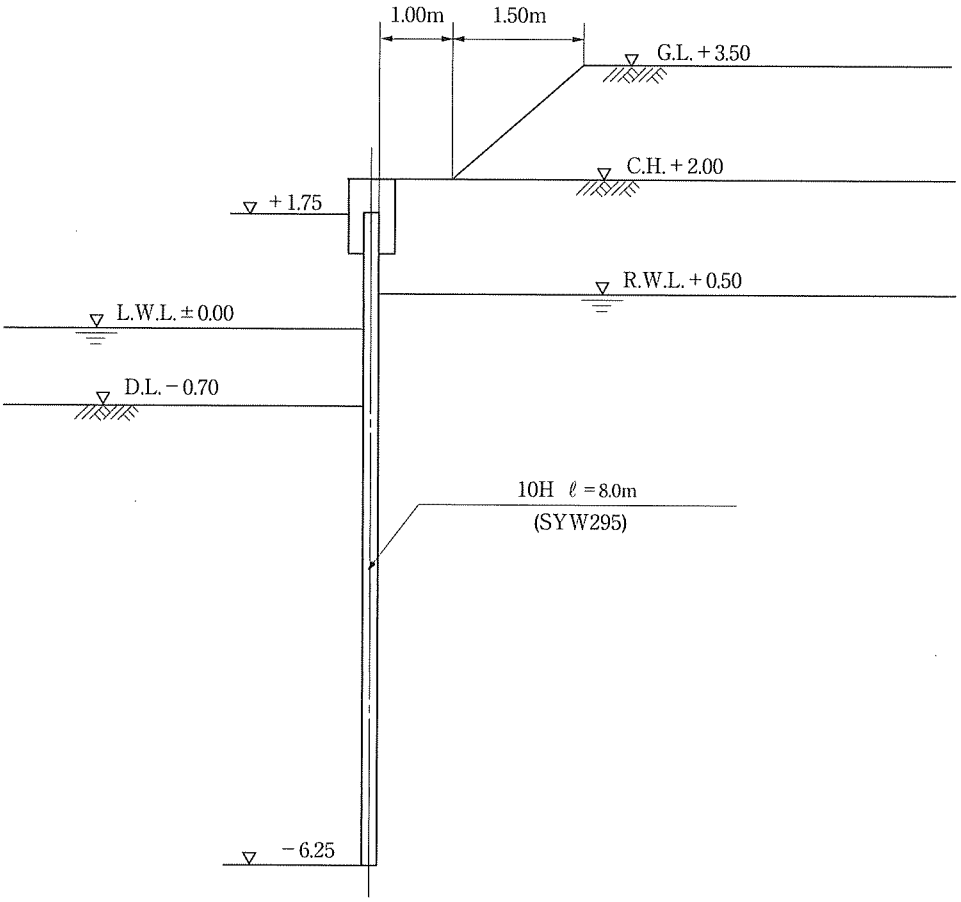


図-7.2.5　標準断面図

〔参考文献〕

1） 農林水産省農林振興局；土地改良事業計画設計基準「水路工」基準書・技術書，2001.2

第8章　自立式道路擁壁の設計

8.1 適用範囲

道路擁壁における鋼矢板壁の設計は「自立式鋼矢板擁壁　設計マニュアル」[1]に準拠して行うことができます。「自立式鋼矢板擁壁　設計マニュアル」は、道路土工において建設される鋼矢板擁壁に適用するものとし、建設地点の地盤条件、施工条件および周辺構造物への影響条件などによっても異なりますが、壁高が概ね4.0m程度以下の自立式鋼矢板擁壁に適用するものとしています。また、液状化の可能性のある緩い砂質土地盤は別途検討が必要です。

8.2 設計の基本方針

8.2.1 設計の基本

（1）鋼矢板擁壁の設計は、鋼矢板擁壁前背面の道路の利用者にとって必要な機能を確保するように行わなければなりません。

外部からの作用に対して鋼矢板擁壁が安定を保っていても、鋼矢板擁壁の変形に伴って周辺地盤の変状が生じ、特に鋼矢板擁壁の背面地盤において沈下、傾斜、水平変形等の変状が生じます。これによって、鋼矢板擁壁前背面の道路の走行性に支障が生じる可能性があり、また、鋼矢板擁壁近傍に建築物がある場合には建築物に損傷が生じる可能性があります。このため、鋼矢板の発生応力の抑制とともに、鋼矢板擁壁の水平変位量及び鋼矢板擁壁の周辺地盤の変状を適切に抑制し、8.2.2で規定する性能を満足させ、必要とされる機能を確保しなければなりません。

（2）鋼矢板擁壁は設計供用期間を通じて耐久性が確保されるように設計しなければなりません。

鋼矢板の耐久性を確保するためには、鋼矢板の腐食による影響を考慮して設計する必要があります。設計に用いる鋼矢板の腐食代は片面1mm（両面2mm）が標準とされています。また、地上部前面には通常、コンクリート被覆や塗装などによる防食工を施すことが多いですが、防食工の有無によらず鋼矢板全長に腐食代を見込みます。

8.2.2 鋼矢板擁壁に必要な性能

（1）鋼矢板擁壁に必要な性能は、周辺地盤を含めた挙動として鋼矢板擁壁前背面の道路への影響を考慮し、以下の通り区分します。

性能1：想定する荷重によって道路の健全性が損なわれず道路機能に支障が生じない性能（通常通行に影響を与えない）

性能2：想定する荷重による道路の損傷が限定的なものにとどまり、道路機能回復のための修復が比較的容易に行いうる性能（通行機能が回復可能な損傷にとどまる）

性能3：想定する荷重による道路の損傷が致命的とならない性能（崩壊せず）

（2）鋼矢板擁壁に必要な性能は、想定する設計状況及び道路種別に応じて定めるものとし、表-8.2.1を基本とします。鋼矢板擁壁前背面の道路に応じて、対応する性能の確保を目標として設計するものとします。

表 -8.2.1　想定する設計状況と鋼矢板擁壁に必要な性能

想定する設計状況	広域幹線道路 または 緊急輸送道路	左記以外の道路
常時荷重（自重、載荷重、常時の土圧、水圧）、雪荷重、 風荷重、衝撃荷重、及びこれらの組合せ	性能１	
レベル１地震動による影響が支配的な状況	性能１	
レベル２地震動による影響が支配的な状況	性能２	性能３

表 -8.2.2 に性能１～３の設定における安全性、修復性、使用性からの観点を示します。なお、レベル１地震動は鋼矢板擁壁の供用期間中に発生する確率が高い地震動、レベル2地震動は鋼矢板擁壁の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強さを持つ地震動です。

表 -8.2.2　鋼矢板擁壁の性能の観点

性　能	安全性	修復性		使用性
		短期的修復性	長期的修復性	
性能１	路面が崩壊しない、鋼矢板擁壁が倒壊しない	通行機能回復のための修復を必要としない	路面及び鋼矢板擁壁とも軽微な修復でよい	通行機能への支障が生じない
性能２		路面の応急復旧により通行機能が回復できる	路面の本復旧が比較的容易である 鋼矢板擁壁の本復旧は新設または修復を行う	道路車線で部分的に通行機能が損なわれるが、速やかに機能回復できる
性能３		－		－

8.3 設計条件

道路擁壁の設計は、「自立式鋼矢板擁壁　設計マニュアル」[1] に準拠して行います。設計に用いる土圧については 2.3.3、水圧については 2.4 をご参照下さい。

8.3.1 設計荷重

鋼矢板擁壁の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとします。

①自重
②載荷重
③土圧
④水圧
⑤地震の影響
⑥雪荷重
⑦風荷重
⑧衝突荷重

（1）自重

鋼矢板は壁面重量が軽いので鋼矢板の自重を考慮する必要はありません。修景及び防食等の目的でコンクリート被覆工を設置する場合や、鋼矢板擁壁の頂部に直接遮音壁等の構造物を設置する場合には、その構造物の自重を考慮します。

（2）載荷重

鋼矢板擁壁の設計で考慮する載荷重は、載荷重の種類、作用状態等を十分に考慮して設定します。

載荷重の大きさは、一般に $q=10kN/m^2$ とします。ただし、自動車、建設用重機及び建築物などが近接し、かつ明らかに $10kN/m^2$ では危険側と判断される時は、別途適切な値を考慮します。また、地震時の設計をする場合の載荷重は、$q=5kN/m^2$ を標準として考慮します。

（3）地震の影響

1) 地震時の作用に伴い次のものを、地震の影響として考慮するものとします。
①鋼矢板擁壁及び鋼矢板擁壁付帯構造の自重に起因する地震時慣性力
②背面土の地震時土圧

2) 地震時土圧の算定などに用いる設計水平震度は、想定地震動、地域、地盤種別等を考慮して適切に設定するものとします。
設計水平震度は、「道路土工 擁壁工指針」[2] 及び「道路橋示方書・耐震設計編」[3] に、それぞれ記載されていますが、ここでは安全側を考慮して、自重に起因する地震時慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、より大きな設計水平震度となる「道路橋示方書・耐震設計編」[3] に準じて設定するものとしました。
地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、式（8.3.1）により求めるものとします。また、レベル 2 地震動には、タイプⅠ地震動及びタイプⅡ地震動がありますが、設計水平震度としては、値

の大きいタイプⅡ地震動に対応する値を採用しました。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \tag{8.3.1}$$

ここに、 k_h；設計水平震度（小数点以下2けたに丸める）

k_{h0}；設計水平震度の標準値で、表-8.3.1を用いてもよい。

c_z；表-8.3.2に示す地域別補正係数。ただし、鋼矢板擁壁の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとします。

表-8.3.1　設計水平震度の標準値 kh_o

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル1地震動	0.16	0.20	0.24
レベル2地震動	0.80	0.70	0.60

表-8.3.2　地域別補正係数 c_z

地域区分	地域別補正係数
強震帯地域（A）	1.0
中震帯地域（B）	0.85
弱震帯地域（C）	0.70

表-8.3.2の地域区分の具体的な対象地域については「道路橋示方書・耐震設計編」[3]によるものとします。耐震設計上の地盤種別は、式（8.3.2）で算出される地盤の特性値 T_G をもとに、表-8.3.3により区分するものとします。

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}} \tag{8.3.2}$$

ここに、 T_G；地盤の特性値（s）

H_i；i番目の地層の厚さ（m）

V_{si}；i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

i；当該地盤が地表面から基盤面までn層に区分されるときの地表面からi番目の地層の番号

表-8.3.3　耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値　T_G（s）
Ⅰ種	$T_G < 0.2$
Ⅱ種	$0.2 \leqq T_G < 0.6$
Ⅲ種	$0.6 \leqq T_G$

（4）雪荷重

雪荷重を考慮する必要のある地域においては、鋼矢板擁壁の設置地点の積雪状況や管理の実状に応じて適切な雪荷重を考慮します。

雪荷重は「道路土工　擁壁工指針」[2]に基づき考慮し、十分に圧縮された雪の上を車両が通行する場合、既定の載荷重の他に雪荷重として1.0kN/m²（圧縮された雪で約15cm厚）を考慮するものとします。

雪だけが荷重としてかかる場合、雪荷重は式（8.3.3）により算出するものとします。雪の平均単位体積重量は、地方や季節などにより異なりますが、多雪地域においては一般に3.5kN/m³としています。また、設計積雪深は、通常の場合には設置地点における再現期間10年に相当する年最大積雪深を考慮すればよいものとします。

$$Sw = Ps \cdot Zs \tag{8.3.3}$$

ここに、Sw；雪荷重（kN/m²）

Ps；雪の平均単位体積重量（kN/m³）

Zs；設計積雪深（m）

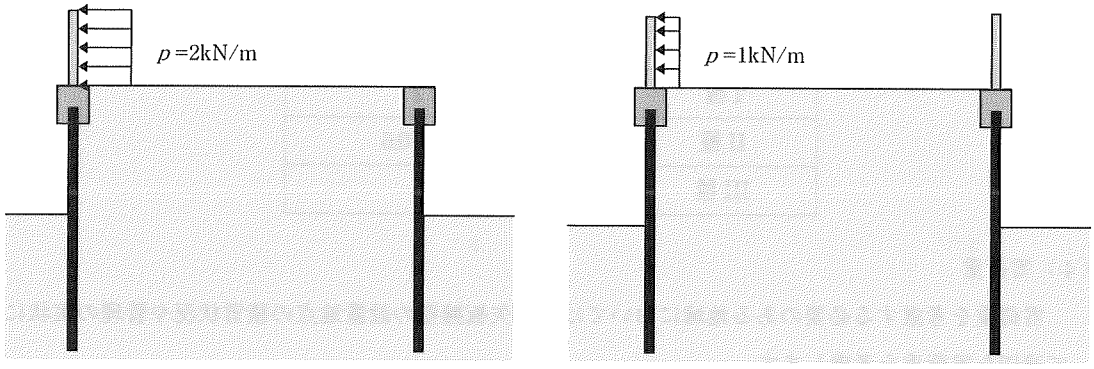
（5）風荷重

鋼矢板擁壁の頂部に高さ5m以下の遮音壁を直接設ける場合には、遮音壁に作用する風荷重pを考慮します。

風荷重は「道路土工　擁壁工指針」[2]に基づき考慮します。風荷重は遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、

風上側：p=2kN/m²、風下側：p=1kN/m²

とします。風上側とは図-8.3.1（a）に示すように遮音壁が道路の片側のみに設置され、土圧の作用方向と同じ方向に風荷重が作用する場合です。図-8.3.1（b）のように遮音壁が道路の両側に設置される場合には、風下側の荷重値を用いてよいものとします。



(a) 遮音壁が道路の片側に設置される場合　　(b) 遮音壁が道路の両側に設置される場合

図-8.3.1　風荷重の載荷方法

（6）衝突荷重

防護柵は、擁壁頭部に直接設置する場合と擁壁背後に設置する場合があります。

鋼矢板擁壁の頂部に車両用防護柵などを直接設ける場合には、鋼矢板擁壁の頭部に衝突荷重を考慮します。

衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは、防護柵の形式に応じて表-8.3.4、表-8.3.5に示す通りとします。なお、上部工に直接設置された防護柵に衝突荷重を受けた場合の鋼矢板擁壁の設計においては、上部工の目地間の設置された鋼矢板全数が均等に衝突荷重を負担するものとして取り扱ってよいものとします。なお、目地間隔が10mを越える場合には、10mを最大長さとします。

表-8.3.4　たわみ性防護柵の衝突荷重

防護柵の種別	衝撃度（kJ）	衝突荷重P（kN）	路面からの荷重作用高さ*) h（m）
C	45	30	0.6
B	60	30	0.6
A	130	55	0.6
SC	160	60	0.675
SB	280	80	0.76
SA	420	100	0.76
SS	650	130	0.76

*) 作用高さは防護柵の形式によって異なるので注意する。

表 -8.3.5　剛性防護柵の衝突荷重

防護柵の種別	衝突荷重　p（kN）			路面からの荷重作用高さ h（m）
	単スロープ型	フロリダ型	直壁型	
SC	34	35	43	0.8
SB	57	58	72	0.9
SA	86	88	109	1.0
SS	135	138	170	1.0

注）詳細は、「防護柵の設置基準・同解説」[4]、「車両用防護柵標準仕様・同解説」[5] を参照

8.3.2　荷重の組合せ

鋼矢板擁壁の設計において、一般的な荷重の組合せは次の通りです。通常の場合、常時に対しては①および②、地震時に対しては③の組合せについて設計を行うものとします。

①自重＋載荷重＋土圧

②自重＋土圧

③自重＋地震の影響

なお、設置される環境、構造形式、形状寸法などによっては、上記の組合せ荷重に、その他の荷重を付加して設計しなければいけません。

水圧および雪荷重については、鋼矢板擁壁の設置地点の状況によって上記の①～③の組合せに付加して設計します。また。鋼矢板擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付ける場合には、風荷重や衝突荷重を付加しますが、地震の影響と同時に作用する可能性は小さいので、これらの組合せは考慮しなくてもよいものとします。

また、鋼矢板擁壁の頂部に直接遮音壁や防護柵を取り付ける場合には、鋼矢板擁壁の安定性とともに、遮音壁及び防護壁の安定性、特に、作用外力に対しての鋼矢板擁壁頂部での取付部の安定性と構造強度を確保するように十分留意して設計する必要があります。

8.3.3　許容応力度の割増し

地震の影響、風荷重や衝突荷重を考慮した許容応力度は、荷重の組合せに応じて表-8.3.6に示す割増し係数を乗じた値とします。

鋼矢板壁の安全維持のためには、想定外のばらつき、設計計算法の誤差、製作、施工等に含まれる不確定要素などを考慮して計算する必要があります。

表 -8.3.6　許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
地震の影響を考慮する場合	1.50
風荷重の影響を考慮する場合	1.25
衝突荷重を考慮する場合	1.50

8.3.4　水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分に検討して定めるものとし、簡便法及び弾塑性法などの構造計算に用いるものとします。

水平方向地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、載荷幅等の影響を考慮して定める必要があります。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \tag{8.3.4}$$

ここに、 k_H；水平方向地盤反力係数（kN/m³）

B_H；換算載荷幅（m）　ここでは、B_H = 10m とする

k_{H0}；直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$$

E_0；地盤の変形係数（kN/m²）

α；地盤反力係数の推定に用いる係数で表-8.3.7に示します。

表-8.3.7　E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0（kN/m²）	α
①ボーリング孔内で測定した変形係数	4
②供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
③標準貫入試験のN値より E_0 = 2,800 N で求めた変形係数	1

土留め壁のように延長が長い場合の換算載荷幅B_Hについては、必ずしも明確ではないので、「道路土工　仮設構造物工指針」[6] に準拠して、B_H = 10m と設定します。

8.3.5　許容変位量

（1）許容変位量は、鋼矢板擁壁の安定性の確保と鋼矢板擁壁の背面地盤の変状を制御するために、8.2.2で規定する性能を満たすように適切に設定しなければなりません。

（2）性能1では残留変形が大きくなく、鋼矢板擁壁の根入れ部の地盤水平抵抗が工学的に弾性挙動として評価できる範囲に鋼矢板擁壁の変位を抑えるものとします。性能1では、許容変位量を表-8.3.8のように設定します。

（3）性能2または性能3では鋼矢板擁壁前背面の道路に応じて、適切に許容変位量を設定するものとし、許容変位量の目安は表-8.3.8に示す通りです。

（4）鋼矢板擁壁の背後に建築物等の構造物がある場合には、これらの構造物に影響を及ぼさないように留意して許容変位量を設定するものとします。

表-8.3.8　性能1での許容変位量

必要な性能	想定する設計状況	許容変位量
性能1	常時荷重が支配的な状況	設計地盤面での鋼矢板水平変位量：15mm以下 かつ、鋼矢板頭部水平変位量：壁高の1.0%以下
	レベル1地震動の影響が支配的な状況	設計地盤面での鋼矢板水平変位量：15mm以下 かつ、鋼矢板頭部水平変位量：壁高の1.5%以下
性能2	レベル2地震動の影響が支配的な状況	鋼矢板擁壁頭部水平変位：30cm以下
性能3		許容変位量は設定しない

8.4 自立式鋼矢板壁の設計

ここでは、自立式鋼矢板壁の常時とレベル1地震時の設計計算例を以下に示します。

1．設計条件

（1）標高

(i) 天端高　　；C.H. = + 2.50m

(ii) 設計地盤面　　；D.L. = ± 0.00m

(iii) 鋼矢板背面水位　；R.W.L. = ± 0.00m

(iv) 鋼矢板前面水位　；L.W.L. = ± 0.00m

（2）自重；修景工は塗覆装によるものとし、鋼矢板及び修景工の自重は考慮しません。

鋼矢板擁壁頂部には構造物は設置しないものとします。

（3）上載荷重；q=10kN/m²（常時）、q'=5kN/m²（地震時）

（4）土質条件

①裏込め土（C.H. ～ D.L.）

内部摩擦角　；ϕ =30°

単位体積重量；γ =19kN/m³

②設計地盤面以深（D.L. ～）

平均N値　　；N=10

受働側地盤のせん断抵抗角；N=10として算定。受働側地表面から5m未満までを対象として、有効上載圧σ v'=50kN/m²として算定します。

$\phi = 4.8 log N1+21 = 4.8 log\ (170 \times 10 / (50+70)) + 21 = 34°$

③壁面摩擦角

主働土圧算定時の砂質土での壁面摩擦角；δ =15°

（5）水の単位体積重量；γ_w = 9.8kN/m³

（6）レベル1地震時の設計水平震度；Ⅱ種地盤、強震帯地域として式（8.3.1）により算定します。

$K_h = c_z \cdot kh_0 = 1.0 \times 0.20 = 0.20$

（7）その他の荷重；雪荷重は考慮しません。また、鋼矢板擁壁頂部には遮音壁や防護柵を直接設置しないため、風荷重、衝突荷重は考慮しません。

（8）腐食代および断面性能の有効率

腐食代は片面1mm、両面で2mmを考慮します。ハット形鋼矢板を使用するものとし、断面二次モーメント及び断面係数の有効率は100%として計算します。

（9）許容変位量

設計地盤面での許容水平変位量は、常時及びレベル1地震時とも15mm以下、鋼矢板頭部の許容水平変位量は常時1.0%、レベル1地震時1.5%以下とします。ここでは、鋼矢板擁壁周辺に建築物は無いものとします。

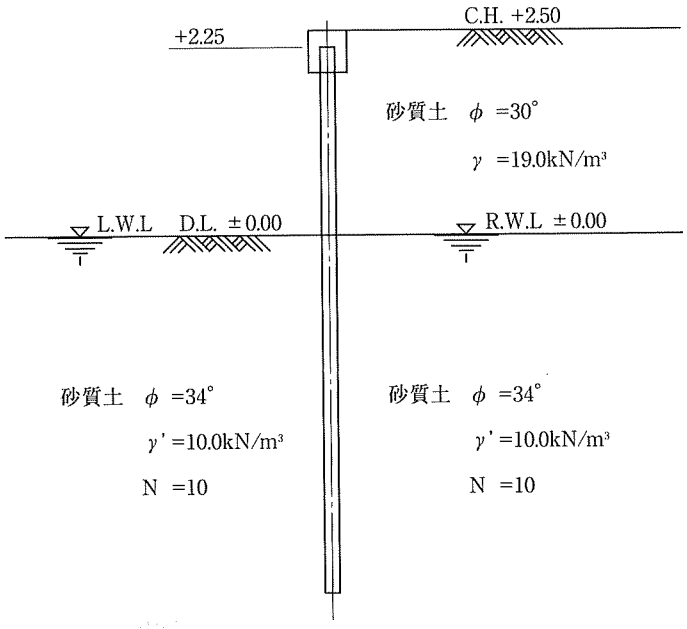


図-8.4.1 モデル図

2．土圧強度

（1）土圧係数

2.3.3の土圧式により算出した土圧係数を表-8.4.1に示します。

表-8.4.1 土圧係数

せん断抵抗角 φ	壁面摩擦角 δ	設計震度 k	土圧係数 KAcos δ
30°	+15°	0.00	0.291
		0.20	0.437

（2）土圧強度

図-8.4.2に示す各土層境界面における土圧強度を算出すると表-8.4.2のようになります。

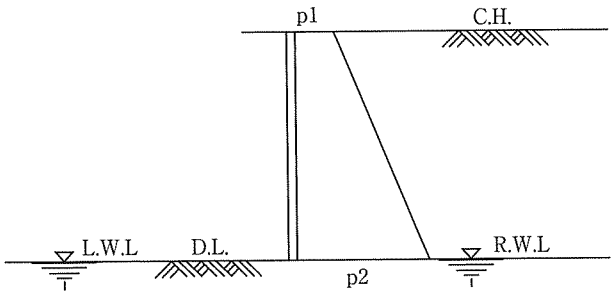


図-8.4.2 記号図

表-8.4.2　土圧強度

i	常　時			地震時		
	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m²)	土圧強度 $p_i=K_i \cdot w_i$ (kN/m²)	土圧係数 K_i	荷重 w_i (kN/m²)	土圧強度 $p_i=K_i \cdot w_i$ (kN/m²)
1	0.291	10.0	2.91	0.437	5.0	2.18
2	0.291	57.5	16.74	0.437	52.5	22.92

3．地上部の荷重

（1）水平力とモーメント

設計地盤面より上の土圧による荷重を、図-8.4.3に示すように分割し算出します。

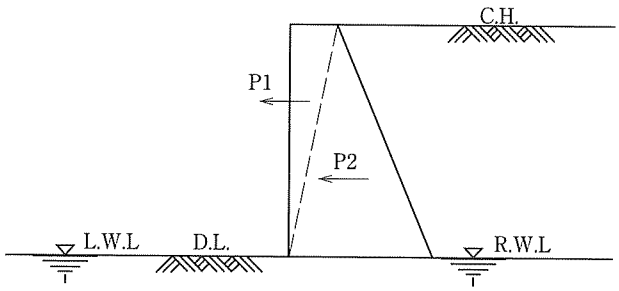


図-8.4.3　荷重図

表-8.4.3　水平力及びモーメント

j	常　時			地震時		
	水平力 P_j (kN/m)	距離 L_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot l_j$ (kN・m/m)	水平力 P_j (kN/m)	距離 L_j (m)	モーメント $M_j=P_j \cdot l_j$ (kN・m/m)
1	3.64	1.67	6.08	2.73	1.67	4.56
2	20.93	0.83	17.37	28.65	0.83	23.78
計	P=24.57	−	Σ M=23.45	P=31.38	−	Σ M=28.34

合力作用位置 h_0 は下記のように求められる。

①常　時；$h_0 = \dfrac{\Sigma M}{P} = \dfrac{23.45}{24.57} = 0.954\text{m}$

②地震時；$h_0 = \dfrac{28.34}{31.38} = 0.903\text{m}$

4．鋼矢板壁の設計

ハット形鋼矢板10H型を使用するものとして計算を行います。この場合、鋼矢板擁壁の断面性能は表-8.4.4の腐食後の数値を用いるものとします。構造計算は簡便法によるものとし、半無限長として計算するものとします。

表-8.4.4　鋼矢板壁の断面性能

項　目	腐食前	腐食後
断面二次モーメント	I_0=10,500 × 10^{-8}m^4/m	I=8,300 × 10^{-8}m^4/m
断面係数	Z_0=902 × 10^{-6}m^3/m	Z=713 × 10^{-6}m^3/m

（1）鋼矢板長の検討

設計地盤面以下の平均N値=10より、水平方向地盤反力係数 k_H を式（8.3.4）により推定します。

$$kH_0 = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 2800 \times 10 = 93{,}300\text{kN/m}^3$$

$$k_H = kH_0 \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} = 93{,}300 \times \left(\frac{10}{0.3}\right)^{-3/4} = 6{,}730\text{kN/m}^3$$

鋼矢板上端の標高は、上部コンクリート天端より0.25m下げた位置の+2.25mとして鋼矢板長lを求めます。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI_0}} = \sqrt[4]{\frac{6730 \times 1.00}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 10500 \times 10^{-8}}} = 0.532\text{m}^{-1} \qquad \text{（根入長計算用）}$$

$$\lambda \geqq 2.25 + \frac{3}{0.532} = 7.89\text{m}$$

以上の結果より使用鋼矢板は10H型　l = 8.0mになります。

（２）最大曲げモーメント

次に、最大曲げモーメント M_{max} を求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{6730\times1.00}{4\times2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}}} = 0.564\mathrm{m}^{-1} \quad \text{（応力検討及び変位検討用）}$$

①常　時；$M_{max} = \dfrac{P}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2+1}\cdot exp\left(-tan^{-1}\dfrac{1}{1+2\beta h_0}\right)$

$$= \frac{24.57}{2\times0.564}\times\sqrt{(1+2\times0.564\times0.954)^2+1}\times exp\left(-tan^{-1}\frac{1}{1+2\times0.564\times0.954}\right)$$

$$= 32.04\,kN\cdot\mathrm{m/m}$$

②地震時；$M_{max} = \dfrac{31.38}{2\times0.564}\times\sqrt{(1+2\times0.564\times0.903)^2+1}\times exp\left(tan^{-1}\dfrac{1}{1+2\times0.564\times0.903}\right)$

$$= 39.56\,kN\cdot\mathrm{m/m}$$

（３）応力度の検討

腐食代を見込んだ断面係数を用いて、曲げ応力度 σ を求めます。

①常　時；$\sigma = \dfrac{|M_{max}|}{Z} = \dfrac{32.04\times10^{6}}{713\times10^{3}} = 45\mathrm{N/mm^2} \leqq 180\mathrm{N/mm^2}$

②地震時；$\sigma = \dfrac{39.56\times10^{6}}{713\times10^{3}} = 56\mathrm{N/mm^2} \leqq 270\mathrm{N/mm^2}$

（４）変位量の検討

擁壁の天端および設計地盤面における水平変位を求めます。

①常　時；$\delta_1 = \dfrac{(1+\beta h_0)}{2EIe\,\beta^3}P = \dfrac{1+0.564\times0.954}{2\times2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}\times0.564^3}\times24.57$

$$= 0.0063\mathrm{m} = 6.3\mathrm{mm} \leqq 15\mathrm{mm}$$

$$\delta_2 = \frac{(1+2\beta h_0)}{2EIe\,\beta^2}PH = \frac{1+2\times0.564\times0.954}{2\times2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}\times0.564^2}\times24.57\times2.50$$

$$= 0.0121\mathrm{m} = 12.1\mathrm{mm}$$

$$\delta_3 = \frac{BH^3\sum Q_j}{EI} = \frac{1.0\times2.50^3\times1.656}{2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}} = 0.0016\mathrm{m} = 1.6\mathrm{mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 6.3 + 12.1 + 1.6 = 20.0\mathrm{mm} \leqq 25\mathrm{mm}$$

②地震時；$\delta_1 = \dfrac{1+0.564\times0.903}{2\times2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}\times0.564^3}\times31.38$

$$= 0.0080\mathrm{m} = 8.0\mathrm{mm} \leqq 15\mathrm{mm}$$

$$\delta_2 = \frac{1+2\times0.564\times0.903}{2\times2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}\times0.564^2}\times31.38\times2.50$$

$$= 0.0150\mathrm{m} = 15.0\mathrm{mm}$$

$$\delta_3 = \frac{1.0\times2.50^3\times1.876}{2.0\times10^{8}\times8300\times10^{-8}} = 0.0018\mathrm{m} = 1.8\mathrm{mm}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 8.0 + 15.0 + 1.8 = 24.8\mathrm{mm} \leqq 37.5\mathrm{mm}$$

表 -8.4.5　変形係数

j	常　時			地震時		
	A_j= l/h	Z_j= $(3-A_j)A_j^2/6$	Q_j= $Z_j \cdot P_j$	A_j= l/h	Z_j= $(3-A_j)A_j^2/6$	Q_j= $Z_j \cdot P_j$
1	0.668	0.173	0.630	0.668	0.173	0.472
2	0.332	0.049	1.026	0.332	0.049	1.404
計	−	−	Σ Q=1.656	−	−	Σ Q=1.876

以上の検討結果から使用鋼矢板は 10H 型　l = 8.0m とすれば、許容変位量を十分満足する。

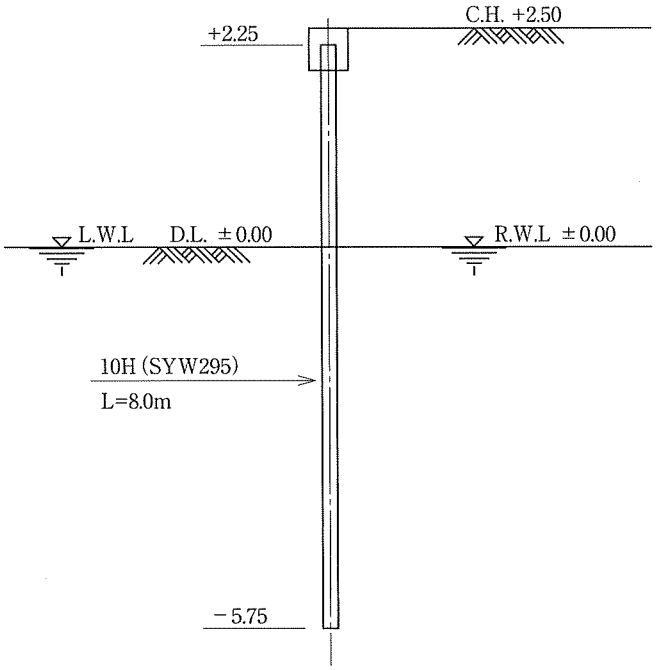


図 -8.4.4　標準断面

〔参考文献〕

1）鋼管抗協会，（財）先端建設技術センター；自立式鋼矢板擁壁 設計マニュアル，平成19年12月

2）（社）日本道路協会；道路土工 擁壁工指針（平成24年度版），平成24年7月

3）（社）日本道路協会；道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成24年3月

4）（社）日本道路協会；防護柵の設置基準・同解説，平成20年1月

5）（社）日本道路協会；車両用防護柵標準仕様・同解説，平成16年3月

6）（社）日本道路協会；道路土工 仮設構造物工指針，平成11年3月

第９章　機能・用途に応じた適用例

鋼矢板の工法としては、自立式、タイロッド式のような構造壁としての用途が一般的です。
本章では、構造壁以外のその他の用途として、比較的使用事例の多い ①沈下対策 ②耐震対策 ③環境対策 ④止水・遮水対策および ⑤通水対策鋼矢板工法をご紹介します。

9.1　沈下対策

軟弱地盤上に盛土等を構築することによる地盤の沈下等に対して、鋼矢板工法は、2.1.3で述べた応力遮断壁として、周辺地盤の変状を抑制する目的に用いられます。

9.1.1　特長

鋼矢板工法による沈下対策は、以下のような特長を有しています。

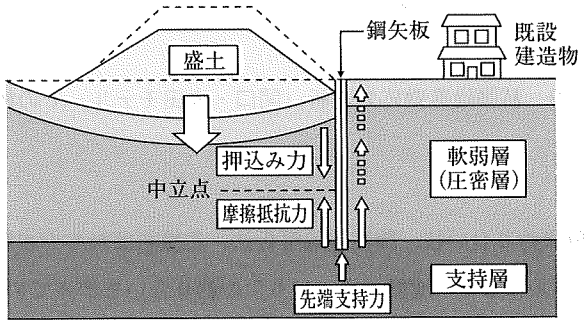
①鋼矢板工法は、セメント等を使用しないため、地下水汚染の恐れがない。

②地下水流の阻害が懸念される場合は、後述（9.6）の透水性鋼矢板による対応が可能。

③地盤改良工法と比較して短期間での施工が可能であり、軟弱層（圧密層）が深い場合でも低コストでの対応が可能。

④狭隘地においてもコンパクトな施工機械を用いることにより施工が可能。

⑤既設盛土の嵩上げ等への対応に有効。



対策効果概要図

図-9.1.1　対策工法のイメージ

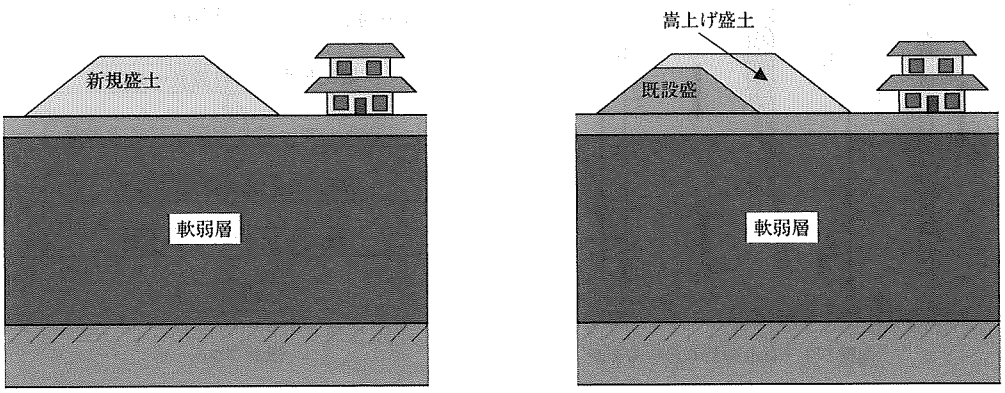


図-9.1.2　対象構造物

9.1.2　数値解析による検討例

図-9.1.3に粘弾性有効応力解析（関口・太田モデル）での検討例を示します。鋼矢板の応力しゃ断効果により、周辺地盤の沈下が抑制されています。

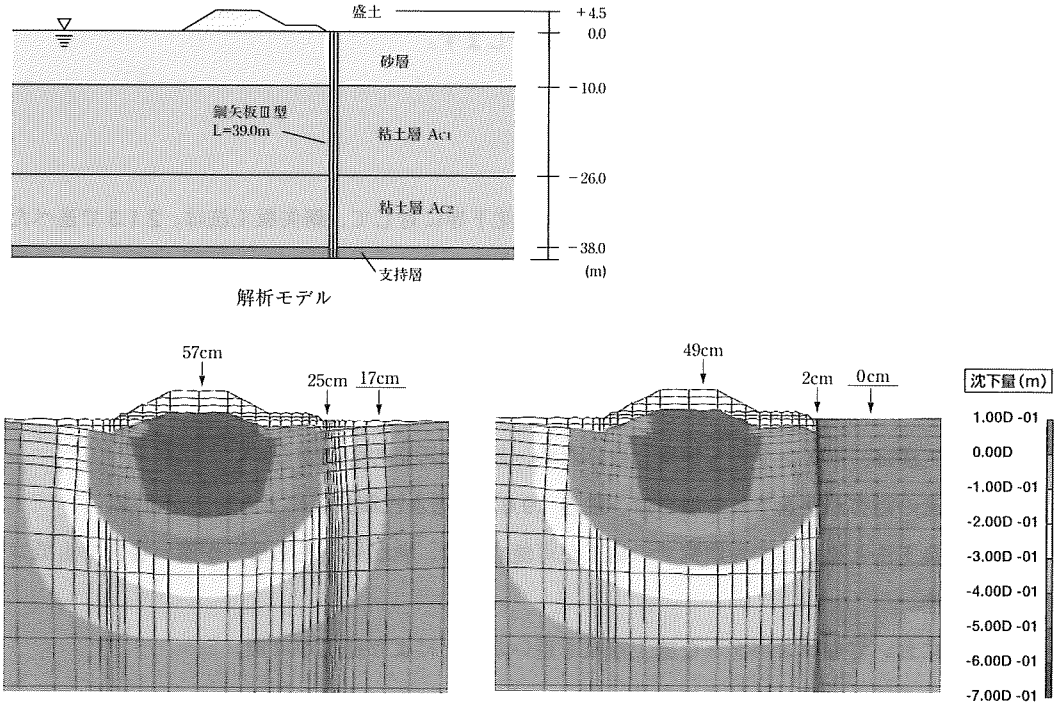


図-9.1.3　粘弾性有効応力解析（関口・太田モデル）での検討例

9.1.3　設計法

PFS工法研究会[1]では、極限釣り合い法、弾性理論解析法、非線形ばねモデル解析法などが提言されています。ここでは、非線形ばねモデルによる“地盤バネ－はり”の釣り合いモデルでの設計法のフローを示します。

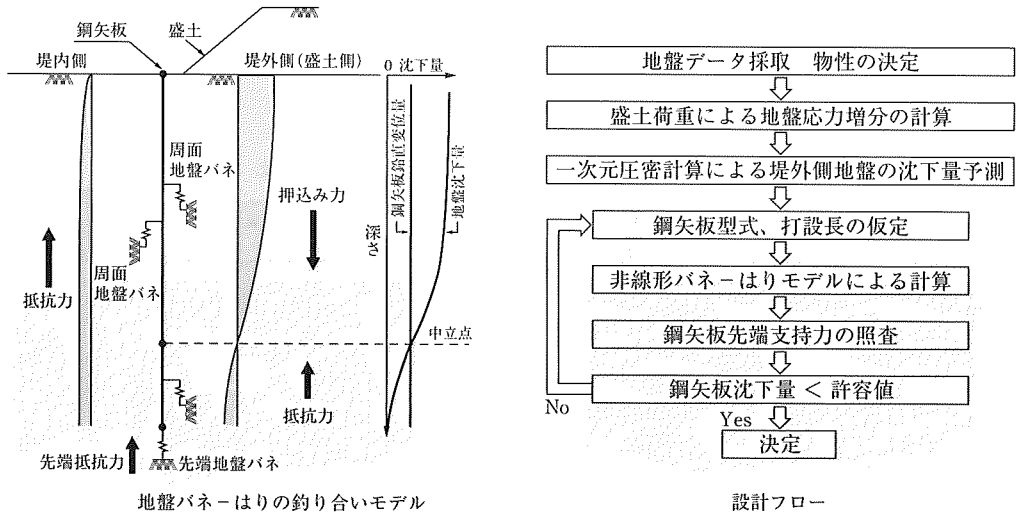


図-9.1.4　地盤バネ－はりの釣り合いモデルでの設計フロー

9.1.4 実施例

熊本・小島地区における計測事例[2] を以下に示します。

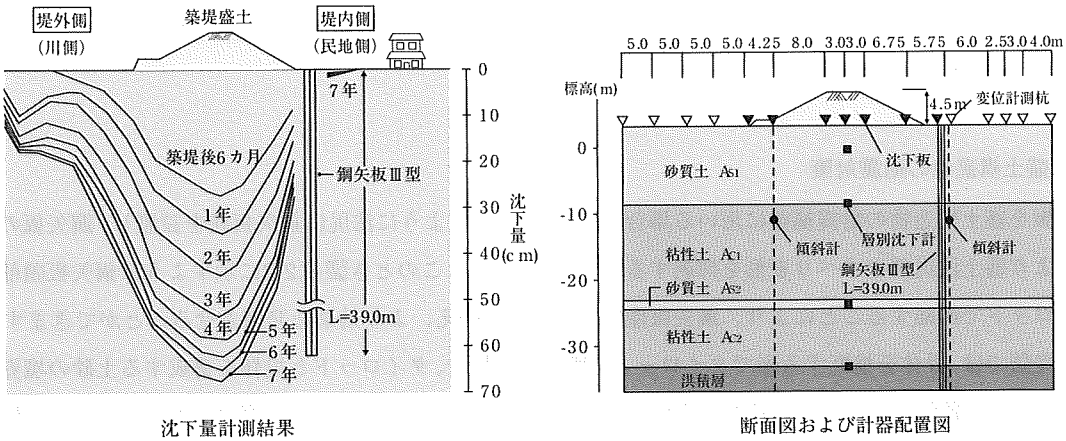


図-9.1.5　実施工における対策効果の計測事例

堤内の表層沈下量は、7年経過後も2.0cm以内であり、顕著な対策効果を発揮しています。

また、軟弱地盤が深い場合には、部分フローティング鋼矢板工法（PFS工法）と呼ばれるものも検討されています。[3)~5)] 本工法は、支持層まで打設する「支柱（着底）矢板」と軟弱層で打ち止める「フローティング矢板」とを組合わせることでコスト縮減、工期短縮を図ることができます。

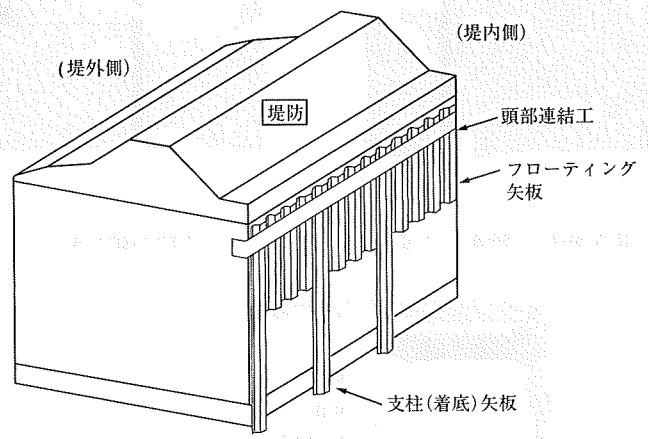


図-9.1.6　PFS工法での使用例

9.2 耐震対策

鋼矢板による土構造物や基礎構造物の耐震補強は、①鋼矢板の曲げ剛性により地盤の変形を抑制する、②受圧面積の増加により地盤反力が増大する、③周辺地盤が液状化しても過剰間隙水圧の伝播を遮断する等のメカニズムにより、構造物の被害を低減する効果を期待するものです。

9.2.1 盛土構造物の耐震対策

鋼矢板を盛土構造物の耐震補強に用いる場合、図-9.2.1に示すように法尻に鋼矢板壁を設置し、鋼矢板の曲げ剛性により盛土法尻部のすべり変形を抑制する方法があります。このとき図-9.2.2に示すように鋼矢板頭部同士をタイロッドで締結することにより、鋼矢板壁頭部の変形を抑え、より効果を発揮させることができます。

河川堤防では、堤体を横断する形でタイロッドを敷設した場合、タイロッドと堤体を構成する土砂の境界面が水みちとなる可能性があることに注意が必要です。そこでタイロッドの代わりに、図-9.2.3に示すように棒状の補強材（ネイル）を鋼矢板壁頭部のアンカーとして使用するネイリング併用工法が検討されています[6]。図-9.2.4に示す条件で数値解析を実施したところ、鋼矢板単独の場合と比べ、地表面沈下量や法尻近傍の側方変位量はタイロッドを用いた構造と同程度以下に抑えられる結果が得られました。

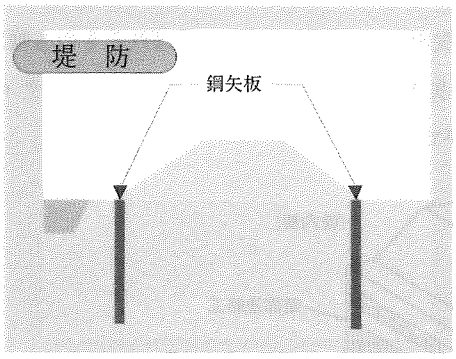


図-9.2.1　盛土法尻に鋼矢板壁を設置した場合

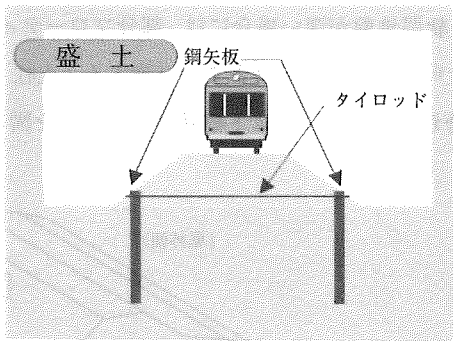


図-9.2.2　法尻の鋼矢板をタイロッドで締結した場合

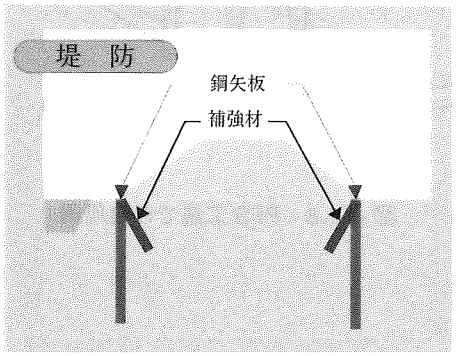
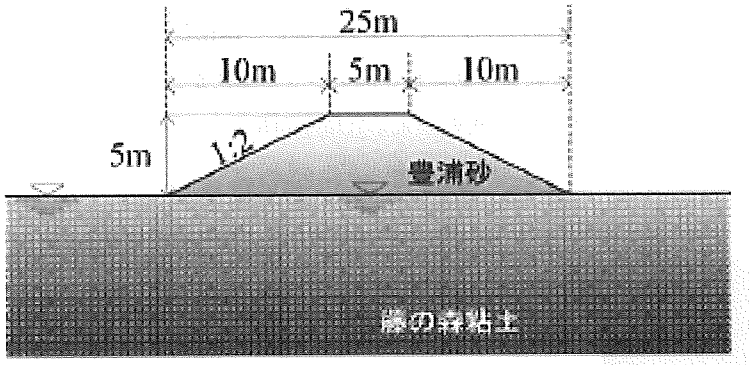
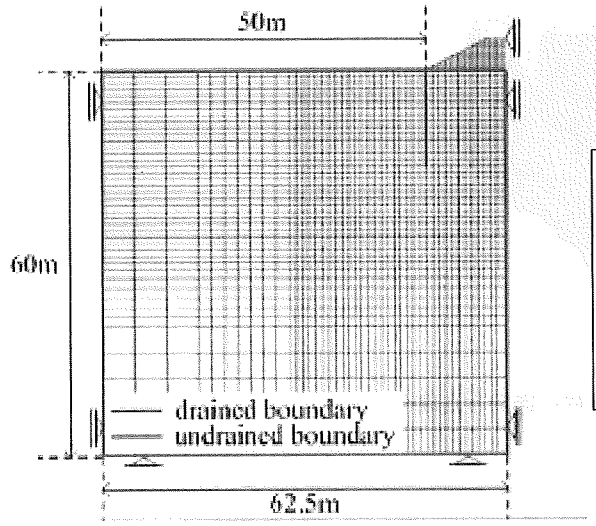


図-9.2.3　補強材による頭部変位抑制



盛土幅Bは、盛土を等価な
矩形断面とし、
B＝15m　　とする

γ_{sand} ＝1.58tf/m^3
γ_{clay} ＝1.89tf/m^3



- 有限要素法
- 弾塑性構成モデル　subloading t_{ij} model
- 解析プログラム　FEMtij-2D
- 平面ひずみ条件
- 微小変形理論
- 土・水連成条件

図-9.2.4　解析条件

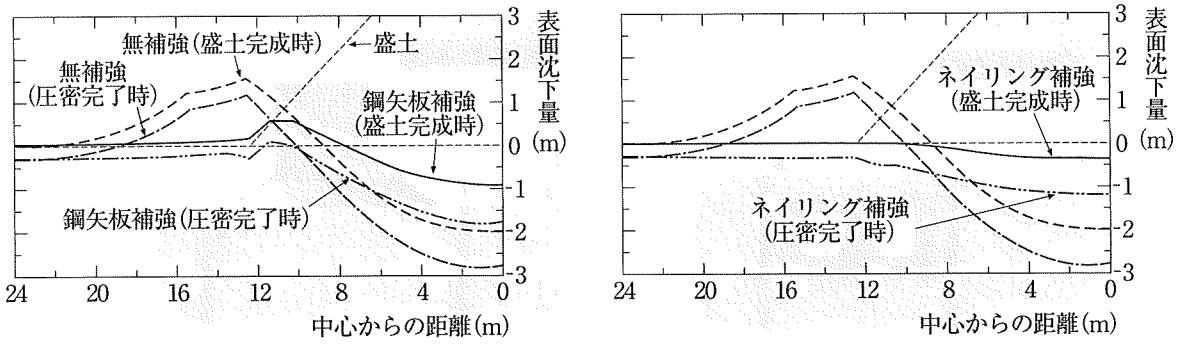


図-9.2.5　地表面沈下量の比較

9.2.2　基礎構造物の耐震対策

基礎構造物の耐震対策として、図-9.2.6に示すように橋脚の直接基礎と鋼矢板壁を一体化させて鉛直支持力を増加させるとともに、鋼矢板壁が水平抵抗を負担することにより耐震性を向上させる方法が、鉄道分野を中心に採用されています。既設基礎の耐震補強にも適用可能で、鋼矢板壁が水平抵抗を負担することができます。

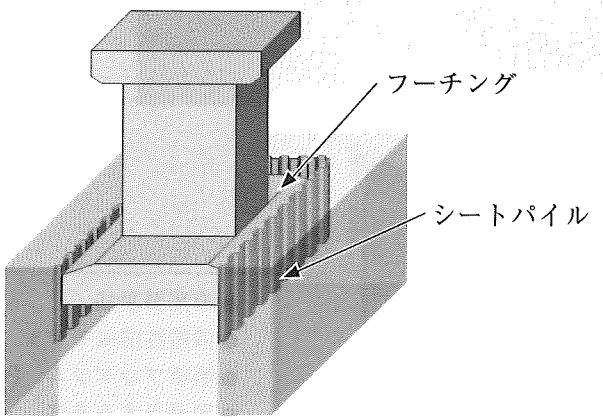


図-9.2.6 直接基礎に適用した場合

9.2.3　地中構造物の液状化対策

共同溝等の地中構造物の液状化対策として、図-9.2.7に示すように鋼矢板壁により過剰間隙水圧の伝播を遮断し、地中構造物の浮き上がりを抑制する方法があります。また類似の方法として、図-9.2.8に示すように石油タンク等の基礎部を取り囲むように鋼矢板壁を設置し、タンク直下地盤の液状化を抑制する方法もあります。

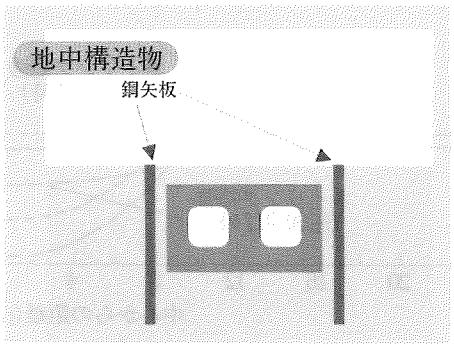


図-9.2.7 地中構造物の液状化対策

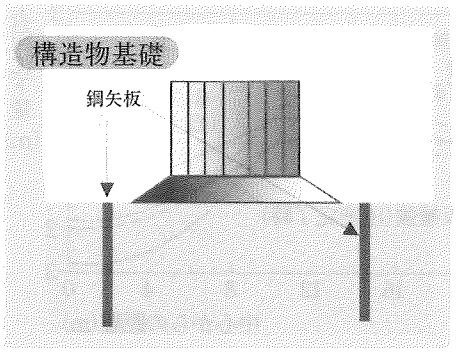


図-9.2.8 石油タンク等の液状化対策

9.3 鋼矢板芯壁堤

鋼矢板芯壁堤は、堤体内に打設した複数列の鋼矢板壁およびタイロッドで堤体内部を拘束し、堤体の安定性を保持することにより、洪水時、地震時に天端高さを保ち、破堤を防止する機能を有するものです。図-9.3.1に基本構造イメージを示します。

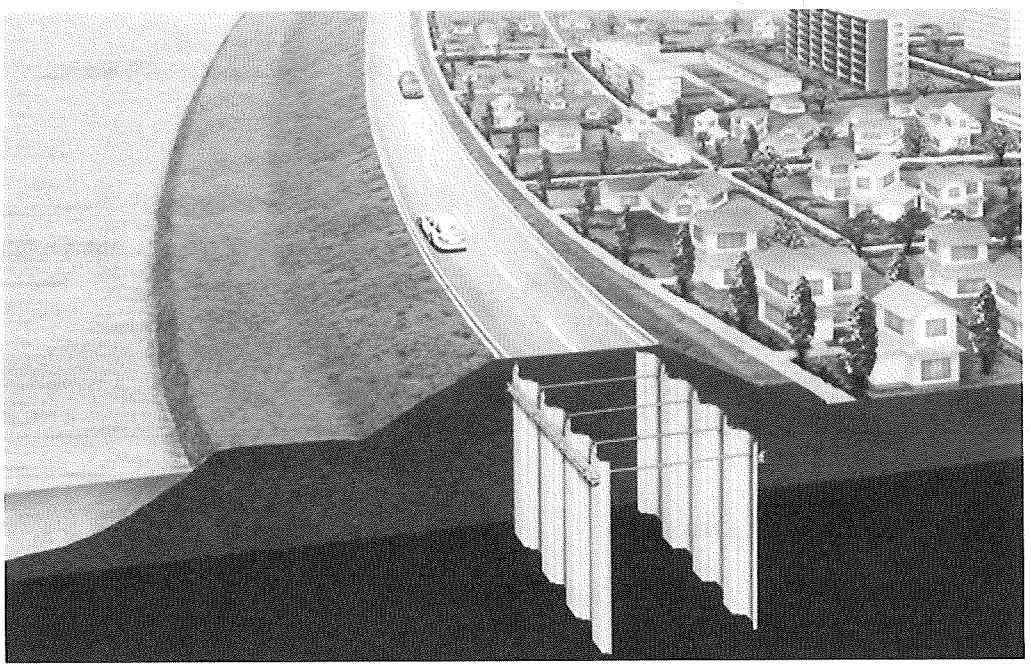


図-9.3.1　鋼矢板芯壁堤の基本構造イメージ

9.3.1 鋼矢板芯壁堤の特長

鋼矢板芯壁堤は、以下に示す特長を有しています。

（1）洪水時、地震時、常時の様々な現象、外力条件に対応可能

洪水時の浸透・透水や洗掘・越水、あるいは地震時の慣性力や基礎地盤の不安定化、常時の浸透・透水等に対する幅広い適用性を有しています（図-9.3.2参照）。

（2）確実な堤防高さの保持、重要箇所の崩壊防止（フェイルセーフ）

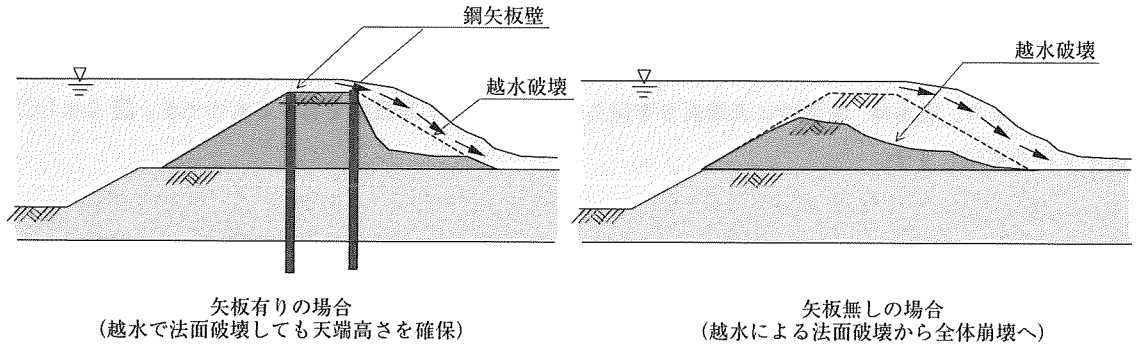
鋼矢板の強度・剛性、靭性によって天端部の安定性を保ち、河川の氾濫、道路として使用中の箇所などの崩壊を防止します。

（3）景観・自然環境への影響を最小限にとどめる

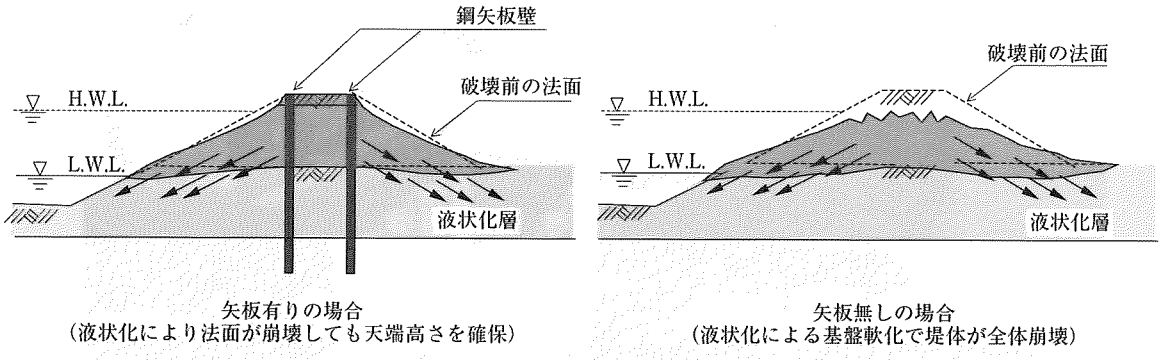
透水性鋼矢板の適用、鋼矢板の打設位置や構造形態の工夫により、景観・自然環境への影響を最小限に抑制できます。

（4）限定されたスペースで施工が可能

鋼矢板工法の特長である優れた施工性を損なうことなく、堤防およびその周辺の用地のみで施工が可能です。



(a) 越水対策機能



(b) 液状化対策機能

図 -9.3.2　鋼矢板芯壁堤の機能

9.3.2　洪水対策構造の検討例

鋼矢板による河川堤防の洪水対策としての構造について、設計の手引き（鋼矢板二重式仮締切マニュアル等に基づく鋼管杭協会案）に基づいて検討した結果を以下に示します。

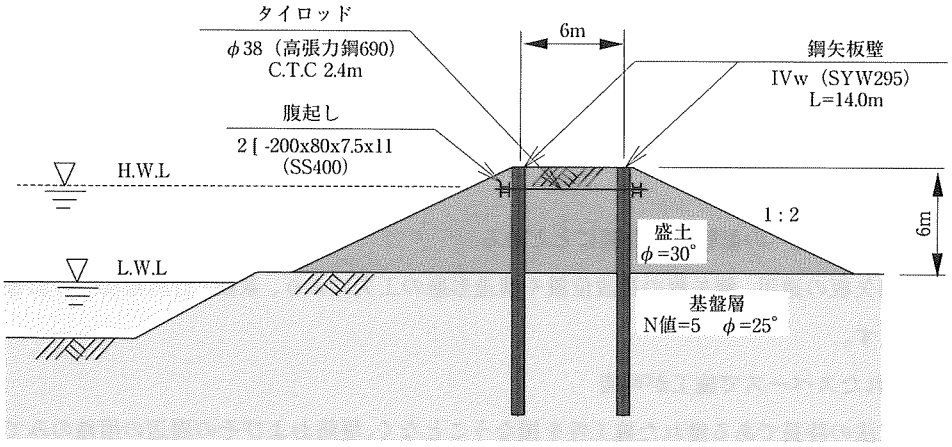


図 -9.3.3　越水対策用鋼矢板壁の構造検討例

9.3.3　液状化対策としての検討

河川堤防内に鋼矢板壁を設置することにより、地震時に基盤の液状化が発生しても盛土天端高さが保持されます。動的有効応力解析コードＬＩＱＣＡによる実大スケールの解析結果から、最終残留変形図を図-9.3.6に示します。

鋼矢板を堤体のり尻または、のり肩に打設することにより、無対策時と比較し、基礎地盤液状化時の天端沈下量を抑えることが可能であり、特にのり肩鋼矢板＋頭部タイロッド結合（c3）とした場合に天端沈下抑制効果が著しいことがわかります。また、矢板への最大作用曲げモーメントについては、自立式ののり尻鋼矢板（c2）と比較して、のり肩鋼矢板（c3）は、頭部をタイロッド結合することによりピン構造となるため、半分以下に低減されており、矢板型式を小さくすることが可能となります。

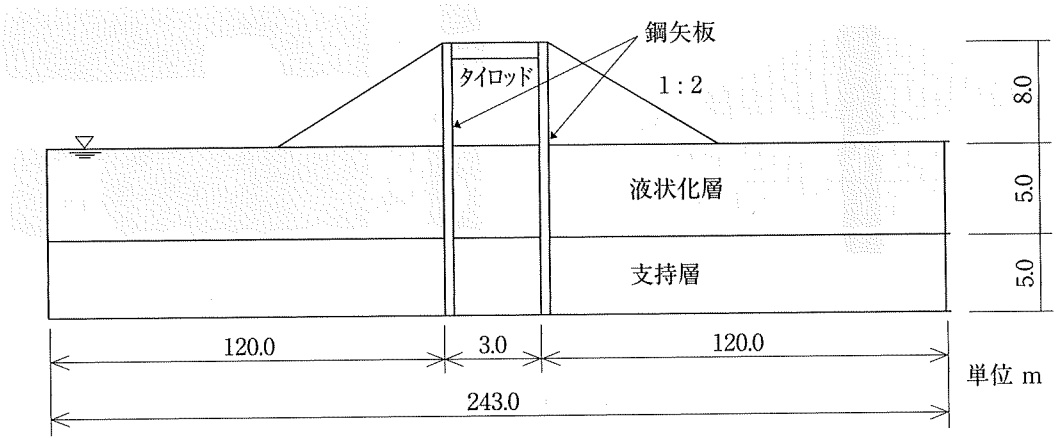
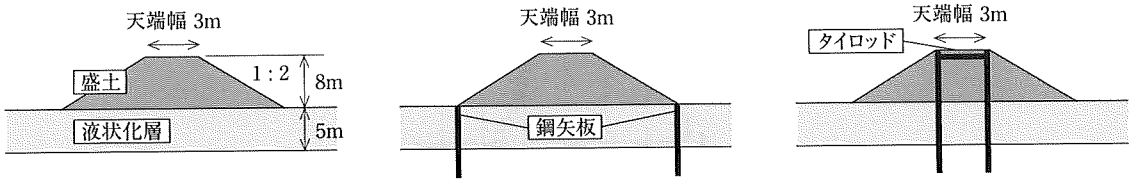


図-9.3.4　実大規模解析モデル



(a) 無対策 c1　　(b) のり尻鋼矢板（自立）c2　　(c) のり肩鋼矢板（タイロッド）c3

図-9.3.5　解析ケース

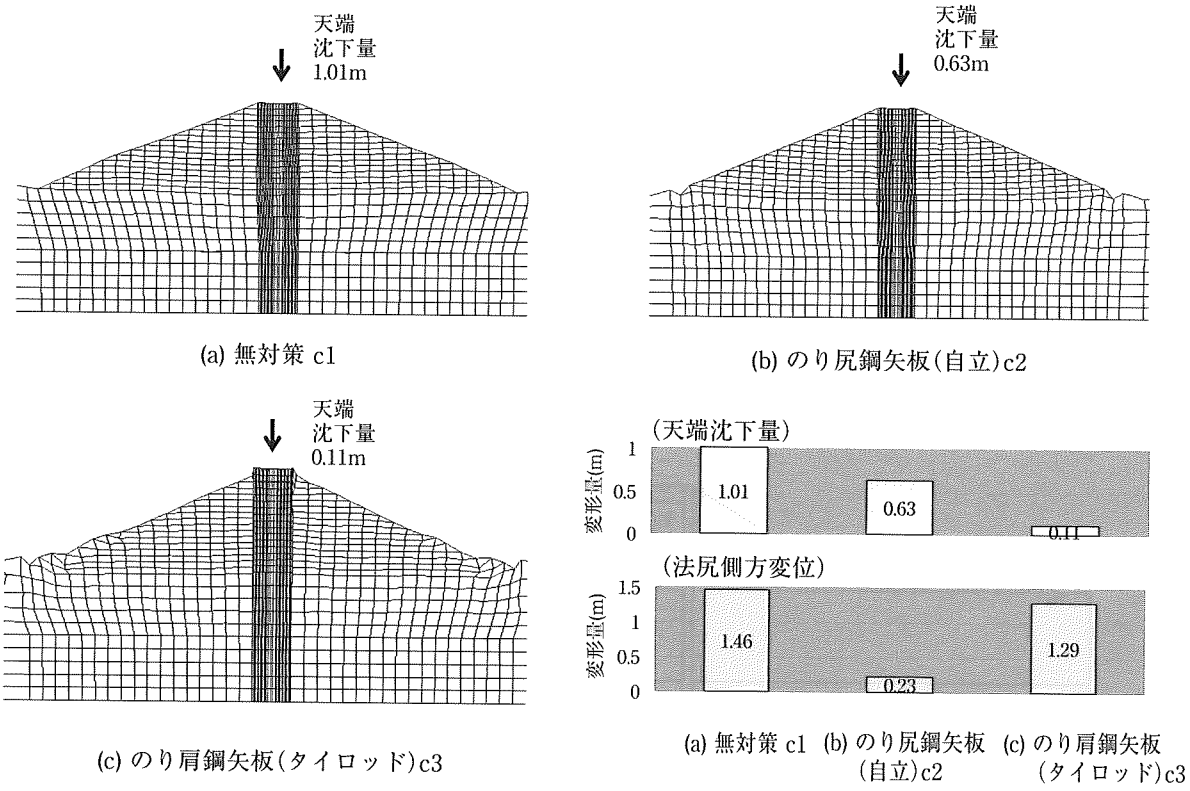


図-9.3.6　残留変形図

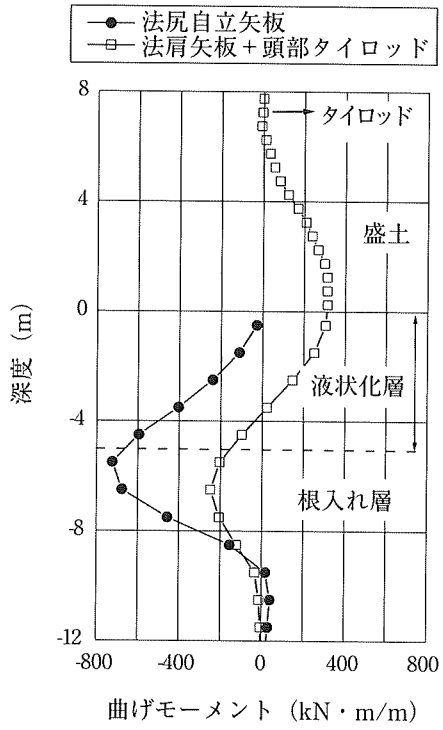


図-9.3.7　最大時の曲げモーメント分布

9.4 環境に配慮した鋼矢板工法

平成9年に改正された河川法では、従来までの河川整備の基本方針であった「治水・利水」の2つに加え、新たに「河川環境の整備と保全」を謳っています。鋼管杭、鋼矢板技術協会ではこのような趣旨に基づき、生態系に配慮した多様な空間の創出を目的に多自然型鋼矢板護岸工法を提案しております。

9.4.1 特長

多自然型鋼矢板護岸工法は以下に示す特長を有しています。

① 鋼矢板頭部を水面下とすることにより法面と水面との水際部の連続性を確保することが可能

② 鋼矢板の前面に植栽フィンを設置することにより魚類等の水棲生物のための多様な空間の創造が可能

③ 鋼矢板に透水機能を付加することで地下水脈の連続性が確保でき自然の浸透状態に近づけることが可能

9.4.2 施工実績

（1） 多自然型鋼矢板護岸の実施例

鋼矢板を使用しながら、アシを植生し稚魚の生息場所を確保した護岸の断面図および写真を、図-9.4.1、図-9.4.2に示します。

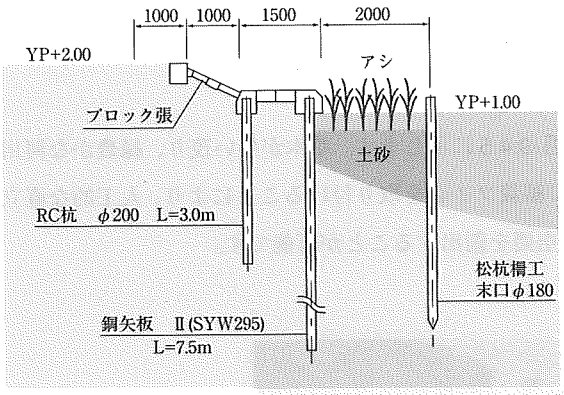


図-9.4.1 多自然型護岸模式図

図-9.4.2 多自然型護岸とした例

（2） 植栽フィンを利用した鋼矢板護岸の実施例

鋼矢板壁前面にマコモやガマ等水生植物の植栽容器を設置した植栽フィンの断面を図-9.4.3、設置直後の写真を図-9.4.4に示します。

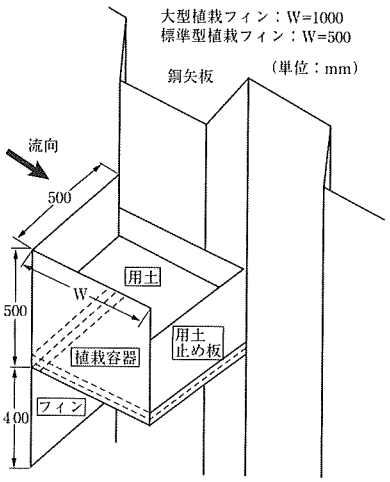


図-9.4.3 植栽フィン模式図

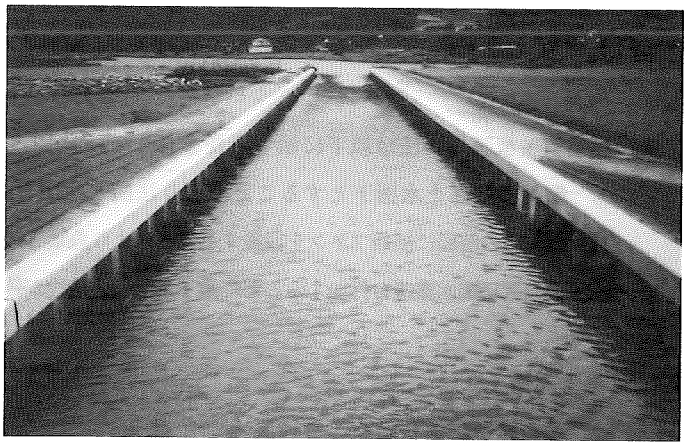


図-9.4.4 植栽フィン護岸施工直後

植栽フィンにより、鋼矢板の単調な壁面を繁茂した植物で覆い自然な風景を創出するとともに、水際に水生昆虫等の生息場所を提供することができます。また、水中部ではフィンによって流速に変化をもたらすことができ、魚類等の水棲生物のための多様な生息空間を創出します。

また、設置後3年を経過した同じ護岸の写真を、図-9.4.5に示します。草木が生い茂り、緑豊かな河川護岸となりました。このように、鋼矢板護岸の前面に植栽フィンを取り付けることにより、人工的な直立護岸であっても景観性に優れ、生態系に優しい水辺空間を創出することが可能です。

図-9.4.5 植栽フィン護岸設置後3年

（3） その他景観に配慮した鋼矢板護岸の実施例

鋼矢板前面を化粧コンクリートで覆い、景観性に配慮することもできます。図-9.4.6に鋼矢板護岸に化粧コンクリートを使用した例を示します。

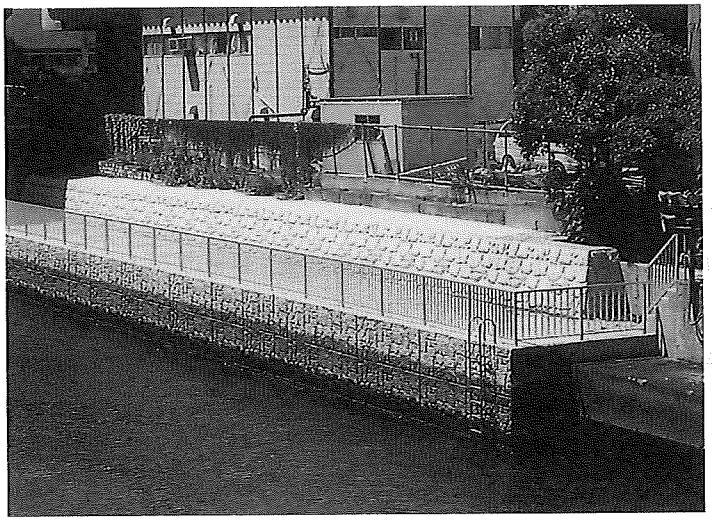


図-9.4.6 化粧コンクリートを用いた修景護岸例

9.5 止水・遮水対策

鋼矢板は、一般に岸壁や護岸等構造部材として用いられますが、止水壁または遮水壁として地下水の流れを遮断する目的で用いることも可能です。

ここでは、第2章で記述した通り、圧延状態のままで嵌合打設し止水性を確保したものを鋼矢板止水壁、継手に膨潤性遮水材等により遮水処理を行ない、2.1.2に示す基準値を満たすように嵌合打設したものを鋼矢板遮水壁として区別して扱うこととします。

9.5.1 鋼矢板止水壁

〔1〕 鋼矢板止水壁の設計

鋼矢板止水壁の代表例として、『中小河川における堤防点検・対策の手引き（財団法人国土技術研究センター）』[11] の考え方について解説します。ここでは、堤防基礎地盤の止水対策を対象とします。

耐浸透機能に関する堤防点検では、まず代表断面において仮設定した堤防構造を対象として、適切な手法を用いた安全性の照査を行います。照査の結果が照査基準を満足しない場合には、強化対策を検討し、堤防構造を修正します。

安全性の照査の具体的な手順を図-9.5.1に示します。

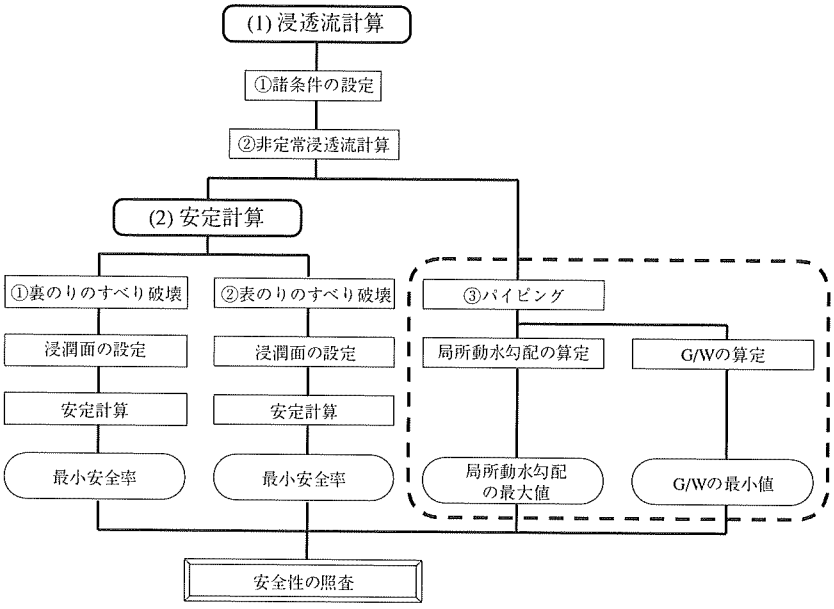


図-9.5.1 浸透に対する安全性の照査の手順

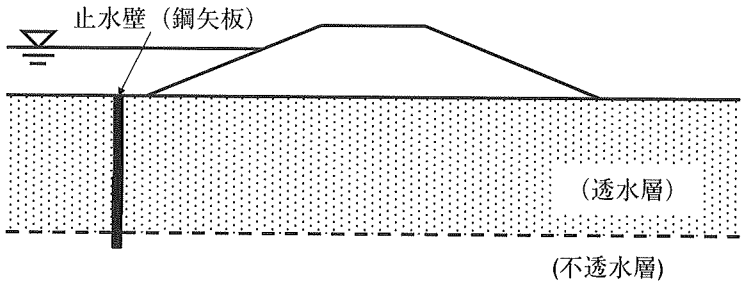


図-9.5.2 鋼矢板を用いた止水対策工概略図

図-9.5.1 中の、「③パイピング」に対して、鋼矢板による止水対策工を施します。対策工の概略図を図-9.5.2 に示します。その他の破壊「①裏のりのすべり破壊」と「②表のりのすべり破壊」に対する照査基準は全てクリアーしているものとして、パイピングに対する安全性について以下に述べます。

（1） パイピングに対する照査

裏のり尻近傍の堤内地地盤の表層に被覆土がない場合には、パイピングに対する照査基準は下記のとおりとします。

$$i < 0.5 \tag{9.5.1}$$

i ；裏のり尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値

※局所動水勾配の算出法

パイピングに対する安全性照査に必要な局所動水勾配は、浸透流計算の結果から得られた全水頭φあるいは圧力水頭ϕをもとに、裏のり尻近傍の基礎地盤について次式によって算出し、鉛直方向ならびに水平方向の最大値を求めます（図-9.5.3 参照）。

$$i_v = \frac{\Delta\varphi}{d_v} = \frac{\Delta\phi - d_v \cdot \rho_w}{d_v} \quad \text{（鉛直方向）} \tag{9.5.2}$$

$$i_h = \frac{\Delta\varphi}{d_h} = \frac{\Delta\phi}{d_h} \quad \text{（水平方向）} \tag{9.5.3}$$

i_v ；鉛直方向の局所動水勾配

i_h ；水平方向の局所動水勾配

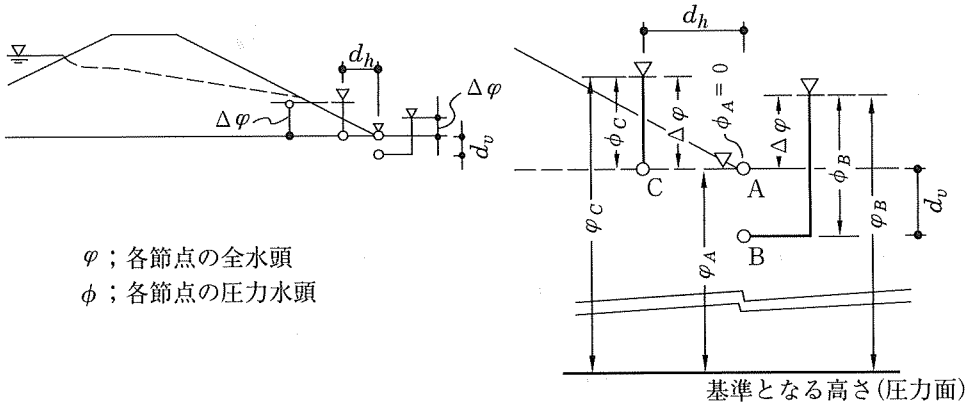
$\Delta\varphi$ ；節点間の全水頭差 (m)

$\Delta\phi$ ；節点間の圧力水頭差 (m)

d_v ；節点間の鉛直距離 (m)

d_h ；節点間の水平距離 (m)

ρ_w ；水の密度 (kN/m³)



φ ；各節点の全水頭
ϕ ；各節点の圧力水頭

図-9.5.3 局所動水勾配の算出の考え方

一方、裏のり尻近傍の堤内地地盤の表層が粘性土で被覆されている場合には、式 (9.5.4) により安全性を照査します。

$$G/W = (\rho_t \cdot H)/(\rho_w \cdot P) > 1.0 \qquad (9.5.4)$$

G ；被覆土被り圧 (kN/m^2)

W ；被覆土層底面に作用する揚圧力 (kN/m^2)

ρ_t ；被覆土層の平均単位体積重量 (kN/m^3)

H ；被覆土層の厚さ (m)

ρ_w ；水の密度 (kN/m^3)

P ；被覆土層底面の圧力水頭（全水頭と位置水頭の差） (m)

（2） 必要矢板長

上記のように、パイピングに対しては裏のり尻近傍の局所動水勾配の最大値に着目して評価しています。ここで、矢板貫入率と局所動水勾配低減率の関係について、図-9.5.4示します。図より、矢板貫入率が90%以上にならないと大きな効果を期待できないことがわかります。

表-9.5.1 試算に用いた堤防のモデル

名称	高さ	天端幅	法勾配
大堤防	10m	7.5m	1:3
中堤防	5m	5.5m	1:3

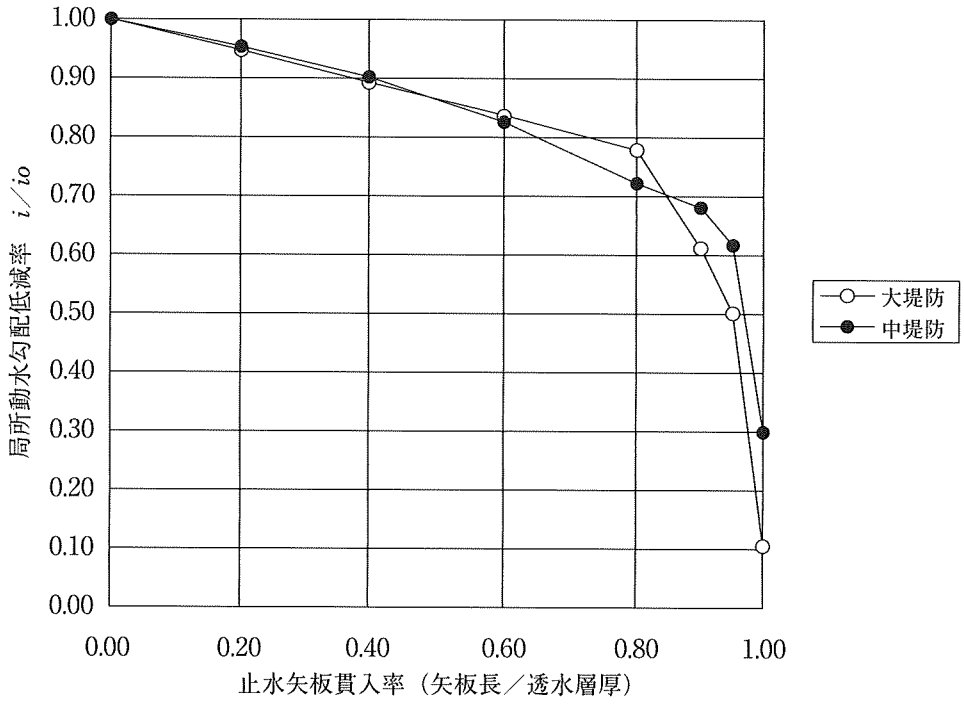


図-9.5.4 矢板貫入率と局所動水勾配の関係

〔2〕 その他の止水矢板の事例

鋼矢板壁単独でもある一定の止水性を確保することは可能ですが、その他の方法として、二重壁や鋼矢板セルのように中詰め土を有する壁体として止水性を向上させる方法があります。特に、鋼矢板セルの場合には、中詰め土圧によって鋼矢板同士が引張状態になるため、止水効果が高いといわれています。

図-9.5.5に二重締切りの止水効果を、一重壁と比較した水密性試験の結果を示します。二重締切りにすると極めて高い止水効果が得られます。

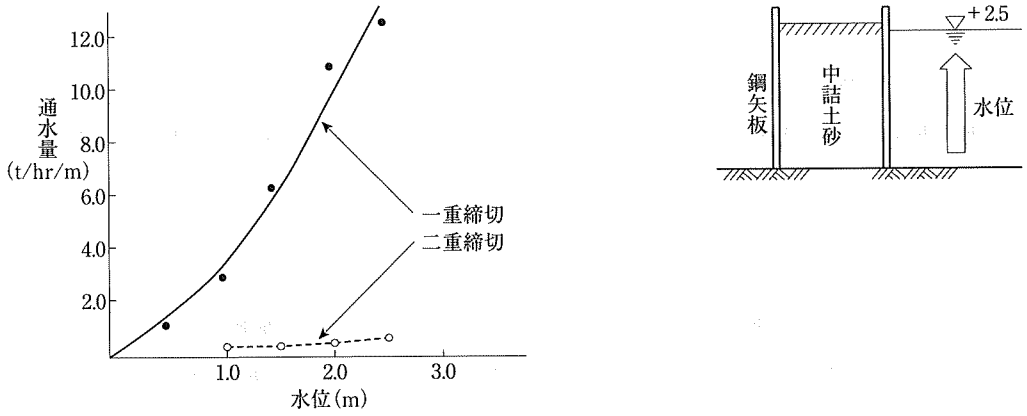


図-9.5.5 一重壁と二重壁の漏水量

9.5.2 鋼矢板遮水壁

海面廃棄物処分場の遮水壁の例で設計の考え方を解説します。[12)]

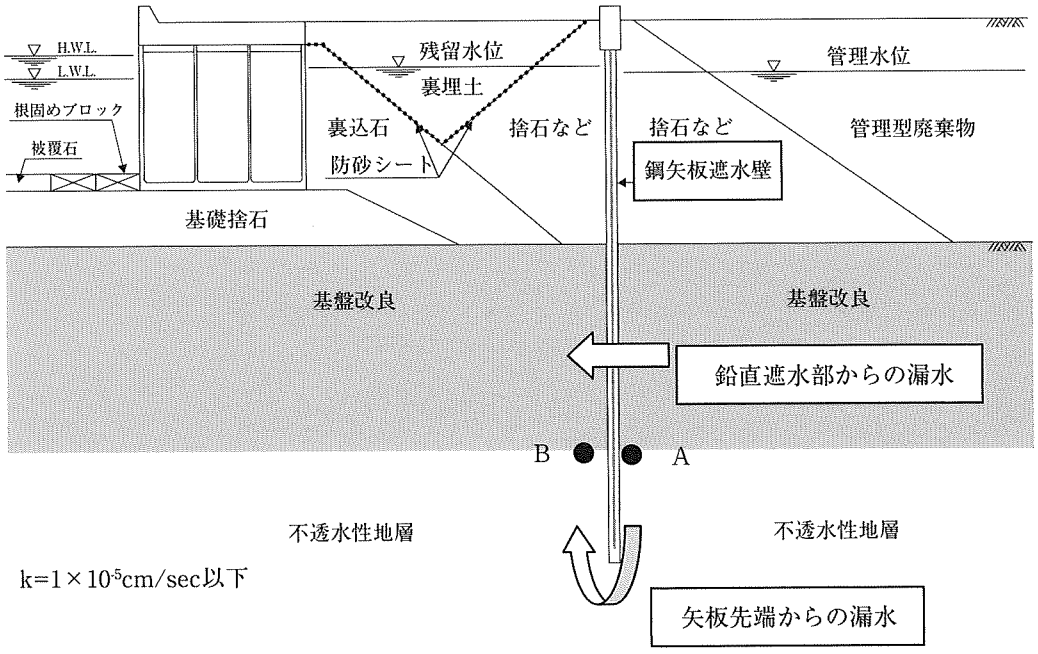


図-9.5.6 遮水壁模式図

鋼矢板遮水壁の設計は、以下の項目について照査します。

（1） 根入れ長さの決定

矢板の根入れは、矢板先端からの漏水が防止できるように十分に不透水性地盤への貫入長を取る必要があります。不透水性地盤の条件は、$k=1 \times 10^{5}$(cm/sec)以下で5m以上の層となっていますので、不透水性地盤中を水粒子が通過する時間と処分場側のA地点から外洋側のB地点に到達する時間が等価となるように、不透水性地盤への矢板の貫入長さは2.5m以上とする必要があります。

（2） 矢板の型式選定

矢板の根入れ長さ、地盤条件、および施工条件を勘案のうえ、十分な施工性と構造安全性が確保できる断面性能を有する矢板の型式選定を行います。

（3） 要求性能

2.1.2で述べたように、鋼矢板を厚さ50cmの透水体とみなしたときの換算透水係数が、1×10^{-6} (cm/sec)以下となるように継手の遮水処理を施します。具体的な方法については第13章をご参照ください。

9.6 透水性鋼矢板

自然な水循環の観点から護岸部に透水性を確保する必要がある場所では、鋼矢板のウェブに透水用の小さな孔を設けることによって透水機能を付加し、図-9.6.1のように自然の浸透状態に近づけることができます。この孔を設けた鋼矢板を、透水性鋼矢板（図-9.6.2）と呼んでいます。

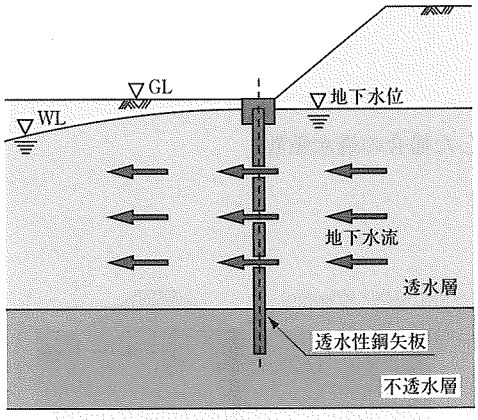


図-9.6.1　透水性鋼矢板を使用した場合の地下水流

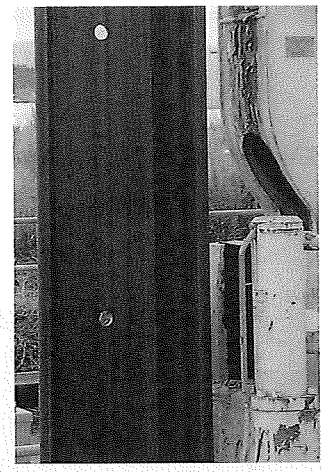


図-9.6.2　透水性鋼矢板

9.6.1 特長

透水性鋼矢板は以下の特長を有しています。

① 既存の水循環を妨げることなく生態系や環境に配慮した鋼矢板壁を形成することが可能

② 地下水の流出入が確保でき自然の浸透状態に近づけることが可能

9.6.2 透水孔の配置

透水孔の配置は、地盤条件や使用条件に基づいて設定します。例として、孔間隔Lを1mに固定し、鋼矢板壁の投影面積当たりの開孔率 α が0.5%以上となるように、透水孔を配置したものを表-9.6.1、図-9.6.3に示します。

表-9.6.1　透水孔の設計例

有効幅(mm)	孔径(mm)	孔間隔(mm)	開孔率 α (%)
600	65	1000	0.55
500	60	1000	0.57
900	80	1000	0.56

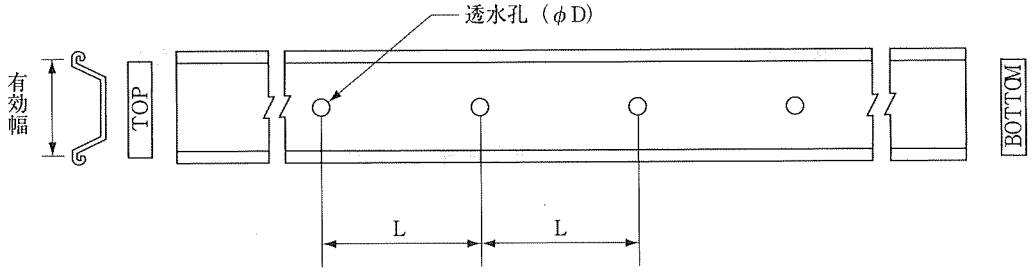


図-9.6.3　透水孔の配置

9.6.3 効果

透水性鋼矢板の効果を確認するため、図-9.6.4にあるモデルを用い、二次元浸透流解析によって検証しました。解析条件は、以下の（1）～（3）にて行いました。

（1） 地盤の透水係数　　k=1.0 × 10^{-2}cm/sec

（2） 開孔率　　α = 0.0 ～ 2.0%

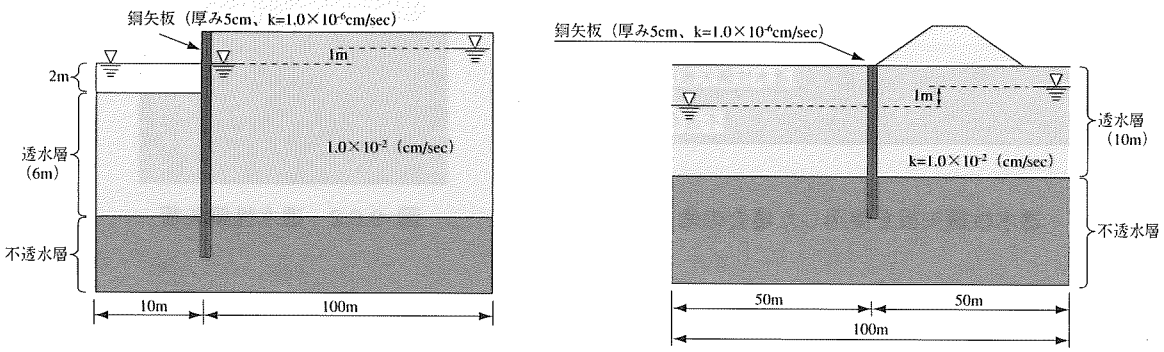
$$\alpha = \Delta A / A \times 100 \ (\%)$$

ΔA ；開孔面積

A ；鋼矢板の投影面積

（3） 鋼矢板の換算透水係数（鋼矢板の厚みを5cmとした場合の透水係数）

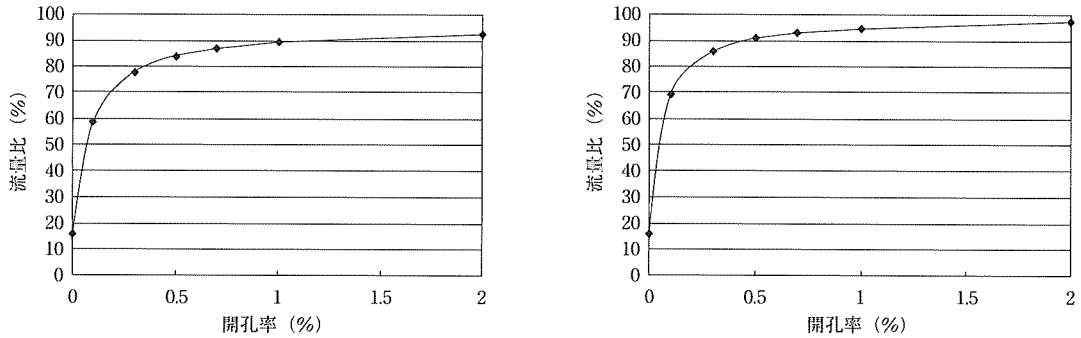
k= 1.0 × 10^{-6}cm/sec



(a) 護岸構造　　(b) 沈下・液状化対策

図-9.6.4 浸透流解析モデル

解析結果として、透水性鋼矢板の開孔率と流量比の関係を図-9.6.5に示します。これより、開孔率が0.5%程度あれば80%以上の流量を確保でき、さらに開孔率を1.0%以上にすると90%以上流量を確保できることがわかりました。



(a) 護岸構造　　(b) 沈下・液状化対策

図-9.6.5 開孔率と流量比の関係

9.6.4　透水性鋼矢板の断面性能

透水性鋼矢板を用いて設計する場合、図-9.6.6に示すように断面欠損を考慮する必要があります。設計において断面係数および断面二次モーメントの低減を考慮する必要があります。

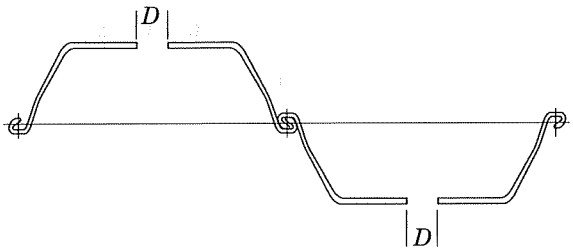


図-9.6.6　透水孔がある部分の断面

（1）　応力度の照査

最大曲げモーメントは必ずしも透水孔位置で生じるとは限りませんが、安全側となる断面欠損を考慮した断面係数を用いて式（9.6.1）により応力度照査を行ないます。なお、発生応力が大きい場合には、応力集中に対する確認が必要です。

$$\sigma = \frac{|M_{max}|}{Z'} \tag{9.6.1}$$

σ　　；応力度（N/mm²）

Mmax；最大曲げモーメント（N･mm/m）

Z'　　；欠損断面の断面係数（mm³/m）

欠損断面の断面係数は式（9.6.2）により算出します。

$$Z' = Z - Z_D \tag{9.6.2}$$

Z　；鋼矢板の断面係数（mm³/m）

Z_D；欠損断面係数（mm³/m）

$$Z_D = \frac{\frac{Dt^3}{12} + Dt\left(h - \frac{t}{2}\right)^2}{Bh}$$

D　；孔径（mm）

t　；鋼矢板のウェブ厚さ（mm）

h　；鋼矢板の有効高さ（mm）

B　；鋼矢板の有効幅（m）

（2） 変位の照査

変位を照査する場合に必要な断面二次モーメントは全体の曲げ剛性で考える必要があります。図-9.6.7に示すように孔のある区間は断面欠損を考慮する必要がありますが、標準断面区間は断面欠損を考慮する必要がありません。よって、孔のある区間は剛性低下を考慮し、標準断面区間は剛性を100%考え、比例配分して算出した全体の曲げ剛性で考えます。この際、鋼矢板の断面欠損を全断面均一として考え、式(9.6.3)により平均化した断面二次モーメントを算出します。

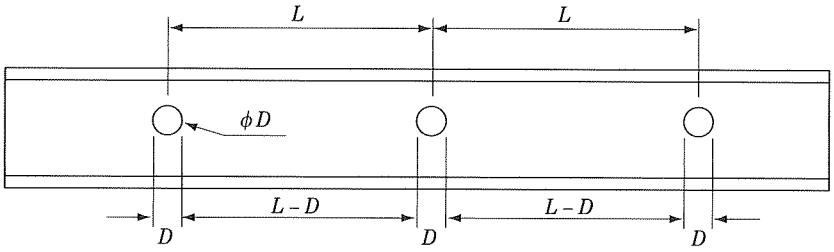


図-9.6.7 透水孔の配置

$$\tilde{I} = \frac{(I - I_D)\, D + I\,(L - D)}{L} \qquad (9.6.3)$$

$\tilde{I}$ ；平均化した断面二次モーメント（mm^4/m）

I ； 標準断面区間の断面二次モーメント（mm^4/m）

I_D ； 欠損断面二次モーメント（mm^4/m）

L ； 孔の間隔（mm）

〔参考文献〕

1) 大谷順，小池剛；熊本平野における新たな沈下対策工法－支柱付矢板工法－，基礎工，Vol.30，』3，pp.74～76，2002.3

2) 望月達也，田上敏博，牟田二男；盛土による周辺地盤変状を防止するための鋼矢板工法の最適化に関する研究，土木技術，55巻5号，pp.33～41，2000.

3) 野村正二，落合英俊，山本芳裕，久保尚男；軟弱地盤沈下対策のための新形式鋼矢板工法の開発その1－熊本平野低平地の地盤特性—，第39回地盤工学研究会，2004.7

4) 田辺陽，大谷順，藤尾保幸；軟弱地盤沈下対策のための新形式鋼矢板工法の開発その2－設計の基本的考え方—，第39回地盤工学研究会，2004.7

5) 恩田邦彦，奥田洋一，龍田昌毅，宮本宏一；軟弱地盤沈下対策のための新形式鋼矢板工法の開発その3－設計計算の一例—，第39回地盤工学研究会，2004.7

6) 酒井亮佑，吉田泰規，中井照夫，H.M.Shahin，菊本純，斎藤勲，永尾直也，戸田和秀；鋼矢板とNailingを組み合わせた基礎地盤補強工法の実験および解析，第46回地盤工学研究発表会，pp.1123～1124，2011.7

7) 東畑郁生，水谷崇亮，中井則之，磯田将；地中壁を用いる沈下・浮上がりの軽減，土と基礎，Vol.50-2，pp.16～18，2002

8) 石田英毅，東畑郁生，中井則之；液状化による地中構造物の浮上がり軽減の為の地中壁の利用，第11回日本地震工学シンポジウム論文集，2002.

9) 建設省土木研究所他17社；液状化対策工法設計・施工マニュアル（案），H11.3

10) 地盤工学会，液状化による地中埋設構造物の浮上がり被害に関する受託研究委員会；H14年度報告書，pp.37～40，H15.3

11) （財）国土技術研究センター；中小河川における堤防点検・対策の手引き，2004，pp.44～60

12) （社）日本埋立浚渫協会；廃棄物海面処分場の施工要領（案），pp.2-55～2-56

13) 田中宏征，龍田昌毅，芥川博昭，吉野久能；透水性鋼矢板の通水性状に関する基礎的検討，第39回地盤工学研究発表会，pp.1175～11576，2004.7

第10章　仮設構造物の設計

10.1　概要

鋼矢板を仮設用として利用する分野はきわめて多岐にわたっています。表-10.1.1に主な仮設構造物別の分類を示します。

表-10.1.1　仮設構造物の分類

用途＼形式	自立式	控え式	切梁式	二重式	セル式
土留め・山留め	○	○	○	—	—
仮護岸・仮築島	○	○	—	○	○
締切り	○	—	—	○	○

土留め・山留めは、地盤面下に構造物を造る場合や、地下埋設物を設置・撤去する場合などに用います。主な構造形式としては、①自立式、②控え式、③切梁式が用いられます。

締切りは、水中または水際に構造物を造る場合に周囲を締切るもので、構造形式としては、④二重締切り、⑤セル式等が用いられます。

① 自立式

地盤の条件がよく、高さが低い仮土留めや、掘削深さが浅い場合に使用されます。占有面積が狭い掘削土留めの場合には、掘削杭内部の作業空間を広くとることができる特長があります。

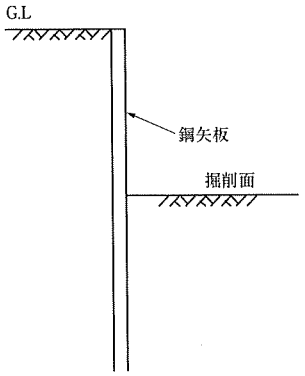
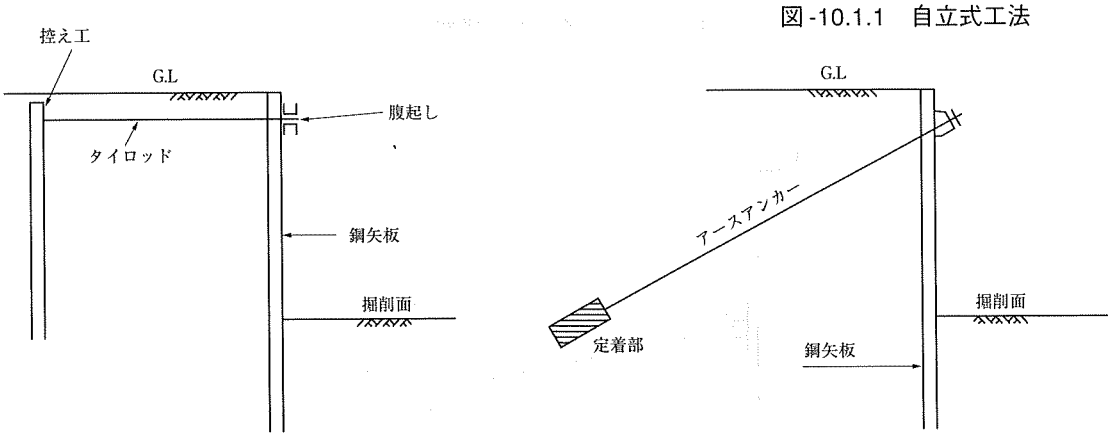


図-10.1.1　自立式工法

② 控え式

比較的高い盛土や、深い掘削時に使用されます。切梁が不要なため、杭内掘削作業を阻害しない利点がありますが、控え工やアンカー等の設置のために広い背後地が必要となります。



(a) タイロッド式　　(b) アースアンカー式

図-10.1.2　控え式工法

③ 切梁式

鋼矢板の掘削面側に腹起しを取付けて、水平力を架設された切梁によって反対側に伝達させて支持する工法です。構造形式には水平切梁式と斜め切梁式とがあり、市街地のビル建設、地下鉄工事の掘削山留めは、ほとんどこの工法によるもので、標準工法ともいえるものです。斜め切梁式の場合には、腹起しに上向きの反力を受けますので、それに対する反力を必要とします。また、河川等で一重締め切りとして用いる場合には止水性を期待することができない場合がありますので、継手部に止水処理を施す方法があります。止水材処理の方法については、13.2 をご参照ください。

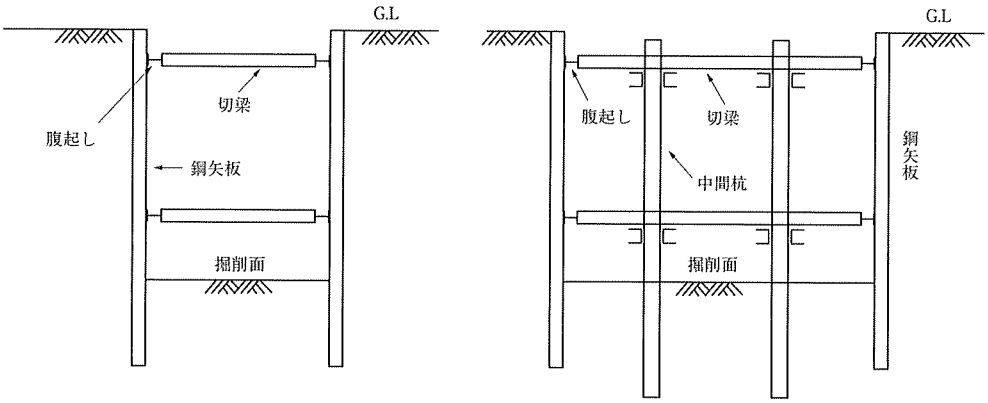


図 -10.1.3　水平切梁工法

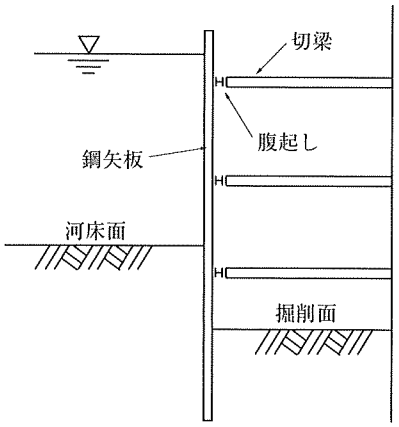


図 -10.1.4　鋼矢板一重締切り

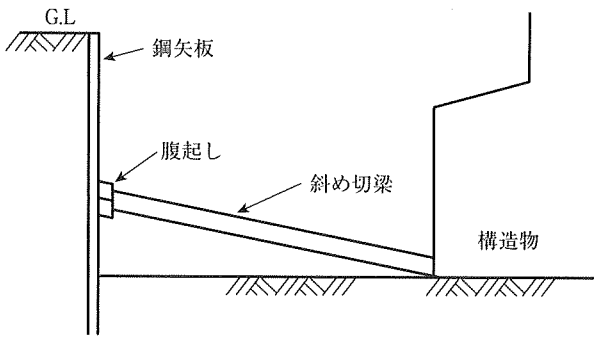


図 -10.1.5　斜め切梁工法

④ 二重締切り工

止水性が要求される場合や壁高が高い場合に用いられる工法で、鋼矢板を二重に打設し、良質な砂を中詰めし、鋼矢板頭部をタイロッドで結合するものです。

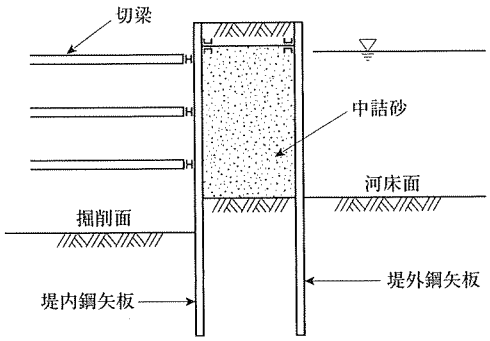


図-10.1.6　二重締切り（切梁タイプ）

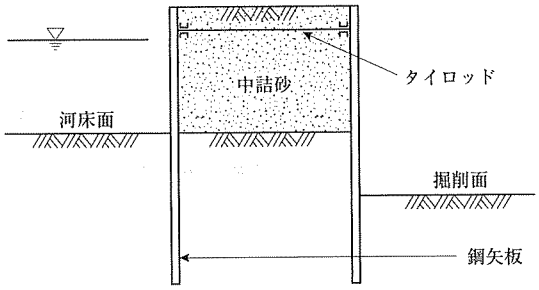


図-10.1.7　二重締切り（自立タイプ）

⑤ 鋼矢板セル工法

大規模な締切工事に用いられます。図-10.1.8に示すように直線形鋼矢板を円形に打設し、良質砂によって中詰めするため、止水性および安定性にすぐれた締切工法といえます。セル式の設計は、4.4に準じます。

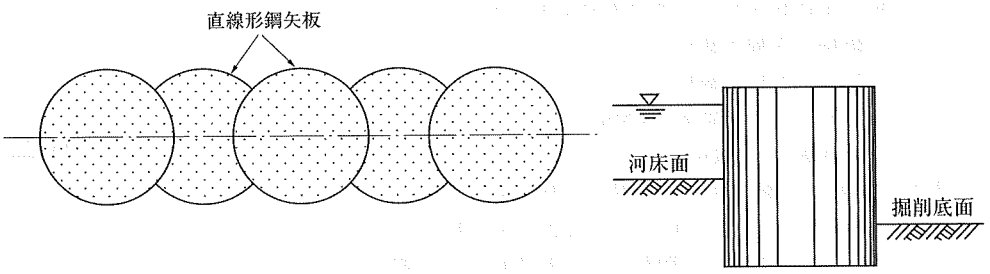


図-10.1.8　鋼矢板セル工法

10.2　仮設構造物に作用する土圧・水圧

仮設構造物に作用する土圧は、クーロン（Coulomb）、ランキン（Rankine）、テルツァギ－ペック（Terzaghi-Peck）およびチェボタリオフ（Tschebotarioff）等の提案土圧を基本とし、各事業主体では、実測値等に基づいてそれぞれ独自の土圧を規準化しています。表-10.2.1、表-10.2.2に根入れ深さの計算に用いる土圧・水圧を、表-10.2.3～表-10.2.5に断面の計算に用いる土圧・水圧を示します。

表-10.2.1　根入れ長さの計算に用いる土圧・水圧（その１）

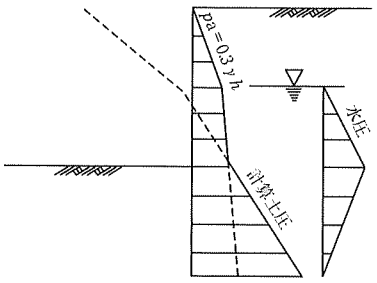
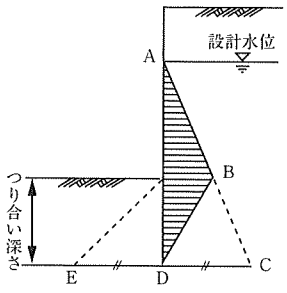
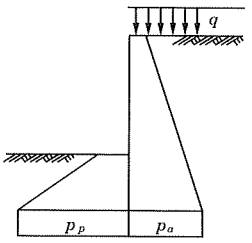
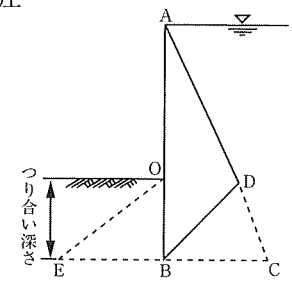
道路土工　仮設構造物工指針[1)] 平成11年3月（日本道路協会）	仮設構造物設計要領[2)] 平成19年9月（首都高速道路（株））
1）土圧 $p_a = K_a(\sum\gamma h + q) - 2c\sqrt{K_a}$ $p_p = K_p(\sum\gamma h') + 2c\sqrt{K_p}$ p_a；主働土圧（kN/m²） p_p；受働土圧（kN/m²） K_a；主働土圧係数 $K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$ K_p；受働土圧係数 $K_p = \tan^2(45° + \phi/2)$ ϕ；土のせん断抵抗角（°） $\sum\gamma h$；主働側の有効土被り圧（kN/m²） $\sum\gamma h'$；受働側の有効土被り圧（kN/m²） γ；各層の土の湿潤単位体積重量（kN/m³）で、地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。 h；主働側の各層の層厚（m） h'；受働側の各層の層厚（m） q；地表面での上載荷重（kN/m²） c；土の粘着力（kN/m²） ただし、粘性土地盤の主働土圧の下限値は下図に示すように$p_a = 0.3\gamma h$とし、算出した土圧と比較して大きい方を用いるものとする。ただし、この土圧の下限値には、地表面での上載荷重qは考慮しなくてもよい。  2）水圧 △ABDで表される三角形分布  	1）土圧（ランキン・レザールの土圧） $p_a = (\gamma h + q)\tan^2(45° - \phi/2) - 2c\tan(45° - \phi/2)$ $p_p = (\gamma h')\tan^2(45° + \phi/2) + 2c\tan(45° + \phi/2)$ q；地表面での上載荷重（kN/m²） γ；土の湿潤単位体積重量（kN/m³） （地下水位以下は水中単位体積重量） h；地表面からの深さ（m） h'；掘削底面からの深さ（m） ϕ；土の内部摩擦角（°） c；土の粘着力（kN/m²） ただし、最小土圧は$p_a = 0.3\gamma h$とし、ランキン・レザールの土圧と比較して大きい方を用いるものとする。  2）水圧  水圧 = △ABD = △ABC − △OBE （BC = BE） 地下水位以下の土の単位体積重量は浮力を受ける場合の数値を用いる

表-10.2.2　根入れ長さの計算に用いる土圧・水圧（その２）

鉄道構造物等設計標準・同解説　開削トンネル[3)]　平成13年3月（鉄道総合技術研究所）

1)　主働土圧

砂質土の場合

$p_a = K_a(\sum\gamma_{ti}\cdot h_i - p_w) - 2c\sqrt{K_a} + p_w + p_s$

ただし、$2c\sqrt{K_a} \leq K_a(\sum\gamma_{ti}\cdot h_i - p_w)$、$p_a = 0.3\sum\gamma_{ti}\cdot h_i$

p_a；主働側圧（kN/m²）

K_a；砂質土の主働土圧係数

$K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$

ϕ；土の内部摩擦角（°）

c；土の粘着力（kN/m²）

γ_{ti}；地下水位以浅－土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

地下水位以深－土の飽和単位体積重量（kN/m³）

$\sum\gamma_{ti}h_i$；地盤の全上載圧（kN/m²）

p_w；地盤の間隙水圧（kN/m²）

p_s；上載荷重による側圧（kN/m²）

粘性土の場合

掘削面以浅

$p_a = K_{a1}(\sum\gamma_{ti}\cdot h_{1i}) + p_s$

掘削面以深

$p_a = K_{a1}(\sum\gamma_{ti}\cdot h_{1i}) + K_{a2}(\sum\gamma_{ti}\cdot h_{2i}) + p_s$

K_{a1}；掘削面以浅での粘性土の主働側圧係数

K_{a2}；掘削面以深での粘性土の主働側圧係数

$\sum\gamma_{ti}h_{1i}$；掘削面以浅での地盤の全上載圧（kN/m²）

$\sum\gamma_{ti}h_{2i}$；掘削面以深での掘削底面までの地盤の全上載圧（kN/m²）

粘性土の主働側圧係数

粘性土のN値	K_{a1} 推定式	K_{a1} 最小値	K_{a2}
$N \geqq 8$	$0.5 - 0.01h_{1i}$	0.3	0.5
$4 \leqq N < 8$	$0.6 - 0.01h_{1i}$	0.4	0.6
$2 \leqq N < 4$	$0.7 - 0.025h_{1i}$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025h_{1i}$	0.6	0.8

注）ただし、互層地盤の場合は、必要に応じて上下面の砂層からの水圧の影響を勘案し、最小値を別途定めるものとする。

2)　受働土圧

砂質土の場合$p_p = K_{pr}(\sum\gamma_{ti}\cdot h_i - p_w) + K_{pc}\cdot c + p_w$

粘性土の場合$p_p = K_{pr}(\sum\gamma_{ti}\cdot h_i) + K_{pc}\cdot c$

p_p；受働側圧（kN/m²）

K_{pr}；地盤の自重成分に対する受働土圧係数

K_{pc}；地盤の粘着成分に対する受働土圧係数

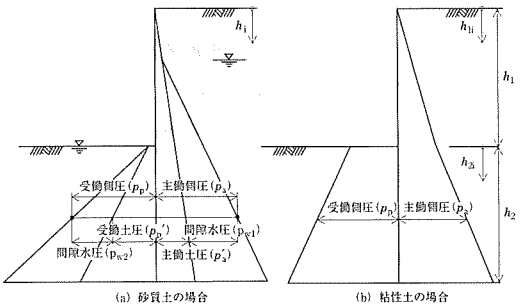
c；土の粘着力（kN/m²）

$\sum\gamma_{ti}h_i$；地盤の全上載圧（kN/m²）

p_w；地盤の間隙水圧（kN/m²）

$$K_{Pr} = \frac{\cos^2\phi}{\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2}$$

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_{pr}}$$



(a) 砂質土の場合　(b) 粘性土の場合

トンネル標準示方書　開削工法・同解説[4)]　平成18年7月（土木学会）

1)　土圧

$p_a = K_a(\gamma_t Z - p_{w1} + q) - 2c\sqrt{K_a} + p_{w1}$

ただし、$p_a = 0.3\sum\gamma_{ti}\cdot h_i$

$p_p = K_p(\gamma_t Z' - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2}$

p_a；主働土圧（kN/m²）

p_p；受働土圧（kN/m²）

K_a；地盤の主働土圧係数

$K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$

K_p；地盤の受働土圧係数

$$K_r = \frac{\cos^2\phi}{\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2}$$

ϕ；土の内部摩擦角（°）

δ；土留め壁と地盤との摩擦角（$\delta = \phi/2$）

γ_t；土の湿潤単位体積重量（kN/m³）

p_{w1}；地盤の間隙水圧（kN/m²）

（ただし、粘性土においてはp_{w1}=0とする）

p_{w2}；地盤の間隙水圧（kN/m²）

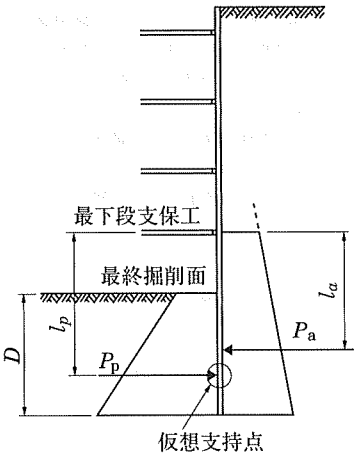
（ただし、粘性土においてはp_{w2}=0とする）

Z；地表面から着目点までの深さ（m）

Z'；掘削底面から着目点までの深さ（m）

q；地表面での上載荷重（kN/m²）

c；土の粘着力（kN/m²）



2)　水圧

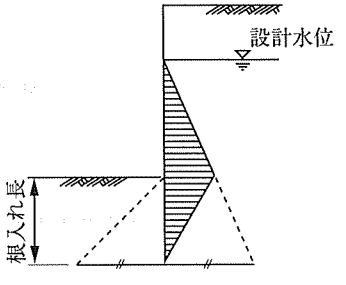
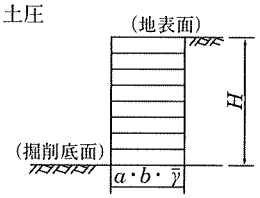


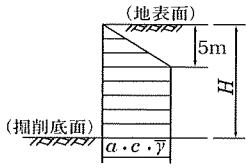
表-10.2.3　断面の計算に用いる土圧・水圧（その１）

道路土工　仮設構造物工指針
平成11年3月（日本道路協会）

1）土圧



(a) 砂質土地盤



(b) 粘性土地盤

γ ； 土の単位体積重量（kN/m³）
a,b,c ； 表①，表②による
N ； 地盤の平均Ｎ値

表①　掘削深さＨによる係数

$5.0\text{m} \leqq H$	$a = 1$
$5.0\text{m} > H \geqq 3.0\text{m}$	$a = \frac{1}{4}(H - 1)$

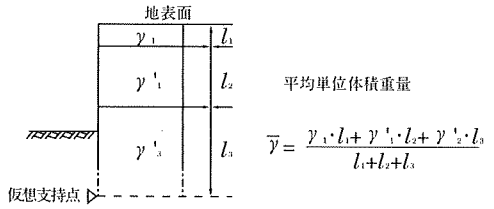
表②　地質による係数

b	c	
砂　質　土	粘　性　土	
2	$N > 5$	4
	$N \leqq 5$	6

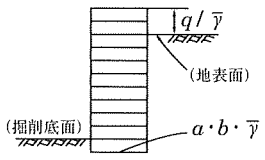
(1)　地層が粘性土と砂質土の互層になっている場合は、粘性土の層厚の合計が地表面から仮想支持点までの地盤の厚さの50%以上の場合は粘性土、50%未満の場合は砂質土の一様地盤と考えてよい。また、地盤種別が粘性土と判定された場合は、粘性土をＮ値で分類し、$N \leqq 5$ の層厚の合計が50%以上の場合を軟らかい粘性土、50%未満を硬い粘性土として取り扱う。

(2)　地盤の平均単位体積重量は、地表面から仮想支持点までの間における各層を考慮し、図①のようにして求める。

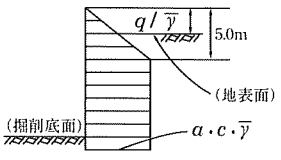
(3)　土留め背面には、地表面での上載荷重として $q = 10\ \text{kN/m}^2$ を考慮するが、地表面より上方に存在するものとして図②のように換算土圧として考慮する。



図①　平均単位体積重量の求め方



(a) 砂質土地盤



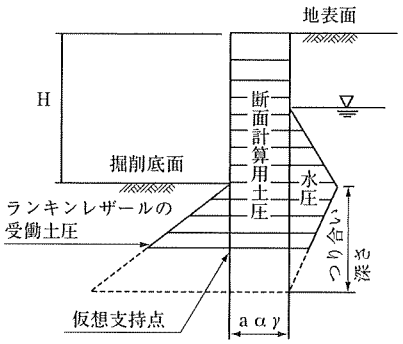
(b) 粘性土地盤

図②　載荷重ある場合の土圧

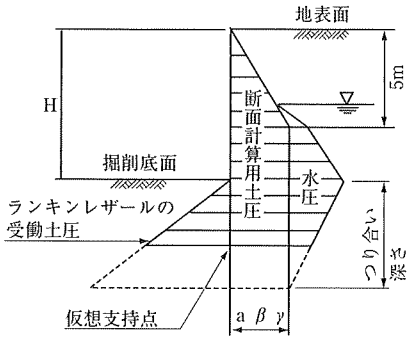
仮設構造物設計要領
平成19年9月（首都高速道路（株））

1）土圧

止水性を有する土留めの場合



(a)　砂質地盤の土圧分布



(b)　粘性地盤の土圧分布

H ； 各自掘削深さ（m）
γ ； 土の湿潤単位体積重量（kN/m³）
（地下水位以下では水中単位体積重量）
α，β ； 表①，表②による
N ； 地盤の平均Ｎ値

なお、掘削深さが小さい場合には、表②に示す掘削深さＨによる係数ａを乗じて土圧を低減してよい。

表①　土質による係数

N値	α	β
$N > 5$	2	4
$N \leqq 5$		6

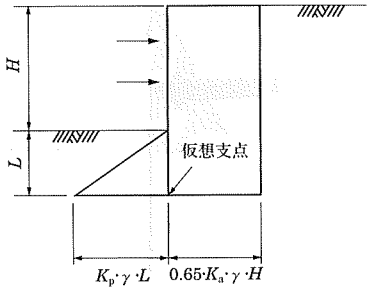
表②　掘削深さＨによる係数

$5.0\text{m} \leqq H$	$a = 1$
$5.0\text{m} > H > 3.0\text{m}$	$a = (\text{H} - 1)/4$

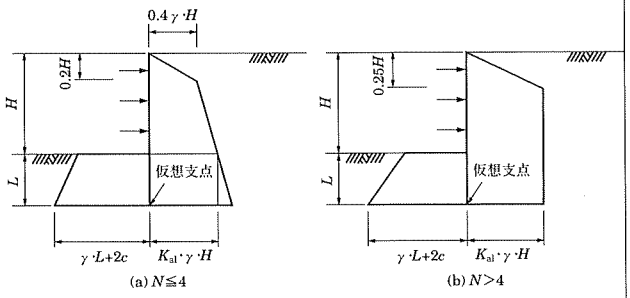
表-10.2.4　断面の計算に用いる土圧・水圧（その2）

鉄道構造物等設計標準・同解説　開削トンネル
平成13年3月（鉄道総合技術研究所）

1）土圧



(a)　砂質土地盤（地下水位がない場合）



(b)　粘性土地盤

H；掘削深さ（m）
L；掘削底から仮想支点までの距離（m）
γ；単位体積重量（kN/m³）
C；粘着力（kN/m²）
K_a；砂質土の主働土圧係数
K_p；受働土圧係数
K_{a1}；粘性土の掘削以浅の主働土圧係数

砂質土の主働土圧係数 K_a

$$K_a = \tan^2(45° - \phi/2)$$

粘性土の主働土圧係数 K_{a1}

粘性土のN値	K_{a1} 推定式	K_{a1} 最小値	K_{a2}
$N \geqq 8$	$0.5 - 0.01h_{1i}$	0.3	0.5
$4 \leqq N < 8$	$0.6 - 0.01h_{1i}$	0.4	0.6
$2 \leqq N < 4$	$0.7 - 0.025h_{1i}$	0.5	0.7
$N < 2$	$0.8 - 0.025h_{1i}$	0.6	0.8

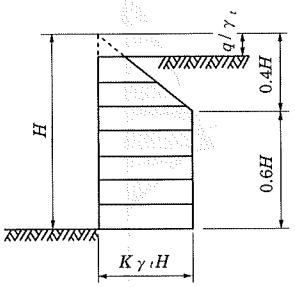
注）ただし、互層地盤の場合は、必要に応じて上下面の砂層からの水圧の影響を勘案し、最小値を別途定めるものとする。

受働土圧係数 K_p

$$K_P = \frac{\cos^2\phi}{\left[1 - \sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\ \sin\phi}{\cos\delta}}\right]^2}$$

トンネル標準示方書　開削工法・同解説
平成18年7月（土木学会）

1）土圧



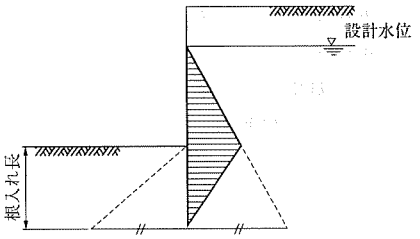
(a)　見掛けの土圧

$p_a = K\gamma_t H + p_w$
p_a；主働側圧（kN/m²）
K；見掛けの土圧係数（表①）
γ_t；土の湿潤単位体積重量（kN/m³）
　粘性土 γ_t =16（kN/m³）、砂質土 γ_t =17（kN/m³）
H；換算掘削深さ（m）
q；上載荷重（kN/m²）
N；標準貫入試験のN値
p_w；地盤の静水圧（kN/m²）
　ただし、粘性土においては p_w= 0 とする

表①　見掛けの土圧係数

土質	K
砂	0.2 ～ 0.3
硬い粘土（$N > 4$）	0.2 ～ 0.4
軟らかい粘土（$N \leqq 4$）	0.4 ～ 0.5

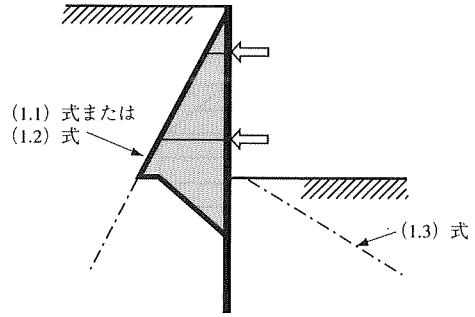
2）水圧



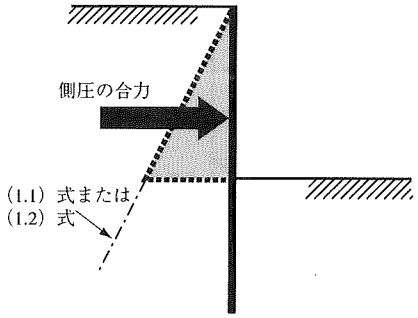
第10章

表-10.2.5　断面の計算に用いる土圧・水圧（その３）

山留め設計施工指針[5)]
平成14年2月（日本建築学会）



(a)　単純梁モデルの設計側圧



(b)　自立山留めの梁ばねモデルの設計側圧

1)　背面側の側圧

$$p_a = K\gamma_t z \tag{1.1}$$

$$p_a = (\gamma_t z - p_{wa})\ \tan^2(45° - \phi/2) - 2c\tan(45° - \phi/2) + p_{wa} \tag{1.2}$$

p_a ；地表面からの深さ z（m）における背面側側圧（kN/m²）
γ_t ；土の湿潤単位体積重量（kN/m³）
z ；地表面からの深さ（m）
K ；側圧係数（表①）
p_{wa} ；地表面からの深さ z（m）における背面側水圧（kN/m²）
c ；土の粘着力（kN/m²）
ϕ ；土の内部摩擦角（°）

表①　側圧係数

地盤		側圧係数
砂地盤	地下水位が浅い場合	0.3～0.7
	地下水位が深い場合	0.2～0.4
粘土地盤	沖積粘土	0.5～0.8
	洪積粘土	0.2～0.5

2)　掘削側の側圧

$$p_P = (\gamma_t z_P - p_{wp})\ \tan^2(45° + \phi/2) + 2c\tan(45° + \phi/2) + p_{wp} \tag{1.3}$$

p_P ；掘削底面からの深さ z_P（m）における掘削側側圧の上限値（kN/m²）
γ_t ；土の湿潤単位体積重量（kN/m³）
z_P ；掘削底面からの深さ（m）
p_{wp} ；掘削底面からの深さ z_P（m）における背面側水圧（kN/m²）
c ；土の粘着力（kN/m²）
ϕ ；土の内部摩擦角（°）

10.3　仮設構造物の許容応力度

10.3.1　鋼矢板の許容応力度

仮設構造物で用いる鋼矢板の許容応力度を表-10.3.1に示します。

表-10.3.1　鋼矢板の許容応力度

				道路土工 仮設構造物工指針 平成11年3月 (日本道路協会) 単位：N/mm²		仮設構造物設計要領 平成19年9月 (首都高速道路(株)) 単位：N/mm²	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル 平成13年3月 (鉄道総合技術研究所) 単位：N/mm²		トンネル標準示方書 開削工法・同解説 平成18年7月 (土木学会) 単位：N/mm²	山留め設計施工指針 平成14年2月 (日本建築学会) 単位：N/mm²
材　質				SY295	SY390	SY295	SY295 一般	SY295 列車荷重を直接支持する場合	SY295	SY295
母材部	曲げ引張			265	355	265	270	235	270	225
母材部	曲げ圧縮			265	355	265	270	235	270	225
溶接部	工場溶接	突合せ溶接	引張	－	－	265	245 [270]	180 [235]	240 [270]	225
溶接部	工場溶接	突合せ溶接	圧縮	－	－	265	240 [270]	200 [235]	240 [270]	225
溶接部	工場溶接	溶すみ肉接	せん断	－	－	－	140 [155]	130	130 [150]	－
溶接部	良好な施工条件での現場溶接	突合せ溶接	引張	215	285	215	工場溶接の90%	工場溶接の90%	216	工場溶接の80%
溶接部	良好な施工条件での現場溶接	突合せ溶接	圧縮	215	285	215	工場溶接の90%	工場溶接の90%	216	工場溶接の80%
溶接部	良好な施工条件での現場溶接	溶すみ肉接	せん断	125	165	125	工場溶接の90%	工場溶接の90%	120	工場溶接の80%
溶接部	現場建込み溶接	突合せ溶接	引張	135	180	135	－	－	－	－
溶接部	現場建込み溶接	突合せ溶接	圧縮	135	180	135	－	－	－	－
溶接部	現場建込み溶接	溶すみ肉接	せん断	80	100	80	－	－	－	－

[ ]内は放射線検査を行う場合

10.3.2　切梁・腹起しの許容応力度

仮設構造用鋼材で用いる許容応力度を表-10.3.2に示します。

表-10.3.2　切梁，腹起し材の許容応力度

	道路土工　仮設構造物工指針 平成11年3月 (日本道路協会) 単位：N/mm²		仮設構造物設計要領 平成19年9月 (首都高速道路(株)) 単位：N/mm²	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル 平成13年3月 (鉄道総合技術研究所) 単位：N/mm²		トンネル標準示方書 開削工法・同解説 平成18年7月 (土木学会)
材質	SS 400	SM 490	SS 400	一般 SS 400	列車を支持 SS 400	SS 400
軸方向引張	210	280	210	210	185	210
軸方向圧縮 ℓ；座屈長 r；断面二次半径	ℓ/r ≦ 18　210 18 < ℓ/r ≦92 [140 −0.82 (ℓ/r − 18)] ×1.5 92 < ℓ/r $\left[\frac{1,200,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]\times1.5$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)	ℓ/r ≦ 16　280 16 < ℓ/r ≦79 [185 −1.2 (ℓ/r − 16)] ×1.5 79 < ℓ/r $\left[\frac{1,200,000}{5,000+(\ell/r)^2}\right]\times1.5$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)	ℓ/r ≦ 18　210 18 < ℓ/r ≦92 [140 −0.82 (ℓ/r − 18)] ×1.5 92 < ℓ/r $\left[\frac{1,200,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]\times1.5$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)	ℓ/r ≦ 20　210 20 < ℓ/r ≦93 210−1.3 (ℓ/r−20) 93 < ℓ/r $\left[\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)	ℓ/r ≦ 9　175 9 < ℓ/r ≦130 175−0.98 (ℓ/r−9) 130 < ℓ/r $\left[\frac{906,500}{(\ell/r)^2}\right]$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)	ℓ/r ≦ 18　210 18 < ℓ/r ≦92 210 − 1.23 (ℓ/r − 18) 92 < ℓ/r $\left[\frac{1,800,000}{6,700+(\ell/r)^2}\right]$ ℓ；部材の座屈長さ (mm) r；断面二次半径 (mm)
曲げ引張	210	280	210	210	185	210
曲げ圧縮 ℓ；フランジ固定点間距離 b；圧縮フランジ幅	ℓ/b ≦ 4.5　210 4.5 < ℓ/b≦ 30 [140 − 2.4 (ℓ/b − 4.5)] ×1.5 ℓ；フランジの固定点間距離 (mm) b；フランジ幅 (mm)	ℓ/b ≦ 4.0　280 4.0 < ℓ/b≦ 30 [185 − 3.8 (ℓ/b − 4.0)] ×1.5 ℓ；フランジの固定点間距離 (mm) b；フランジ幅 (mm)	ℓ/b ≦ 4.5　210 4.5 < ℓ/b≦ 30 [140 − 2.4 (ℓ/b − 4.5)] ×1.5 ℓ；フランジの固定点間距離 (mm) b；フランジ幅 (mm)	ℓ/b ≦ 4.5　210 4.5 < ℓ/b≦ 30 210 − 3.6 (ℓ/b − 4.5) ただし Aw/Ac≦2 Aw；腹板の総断面積 Ac；圧縮フランジの総断面積	強軸回りの曲げに対して軸方向圧縮の ℓ/r に代え (ℓ/r) e = F・ℓ/r $F=\sqrt{12+\frac{12\beta}{\alpha}}$ を用いる 弱軸回りの曲げに対して 175	ℓ/b ≦ 4.5　210 4.5 < ℓ/b≦ 30 210 − 3.6 (ℓ/b − 4.5) ℓ；フランジの固定点間距離 (mm) b；フランジ幅 (mm)
せん断	120	160	120 普通ボルト 135 高力ボルト 285	120	105	120 普通ボルト　135 高力ボルト 285
支圧	315	420	普通ボルト 315 高力ボルト 降伏応力の150%	315	260	315 普通ボルト　315 高力ボルト 355
工場溶接	母材の100%		母材の100%	開先溶接 引 張 190 圧 縮 190 せん断 105 すみ肉溶接 せん断 100 放射線検査を行う場合 100%	開先溶接 引 張 150 圧 縮 165 せん断 105 すみ肉溶接 せん断 105 放射線検査を行う場合 100%	開先溶接 引 張 196 圧 縮 196 せん断 112 すみ肉溶接 せん断 112 放射線検査を行う場合 100%
現場溶接	工場溶接の80%		工場溶接の80%	工場溶接の90%	工場溶接の90%	工場溶接の80%

10.4 中小規模土留めの設計（掘削深さ 10 m未満）

鋼矢板を用いた土留めの構造は、種々ありますが、ここでは水平切梁工法について説明します。なお、設計基準は「首都高速道路仮設構造物設計要領」に準じます。

① 鋼矢板
② 腹起し
③ 切　梁
④ 中間杭
⑤ 火打ち
⑥ 火打ちピース
⑦ 隅角部ピース

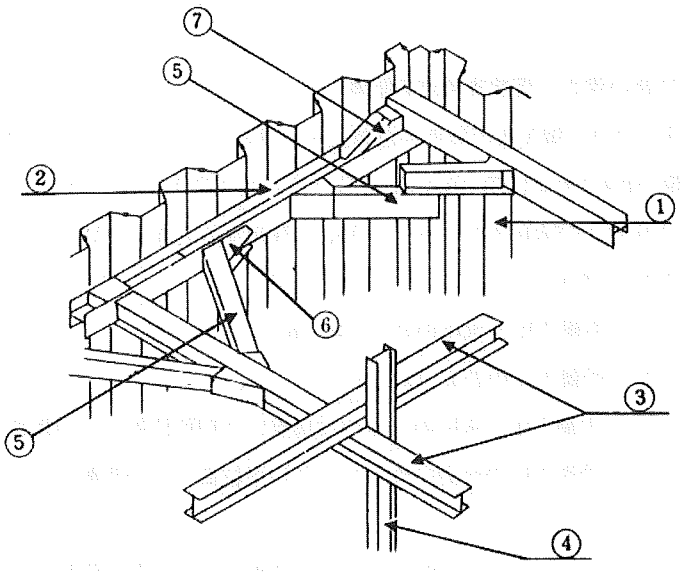


図-10.4.1　山留め工

10.4.1　設計の手順

設計の手順を図-10.4.2 に示します。

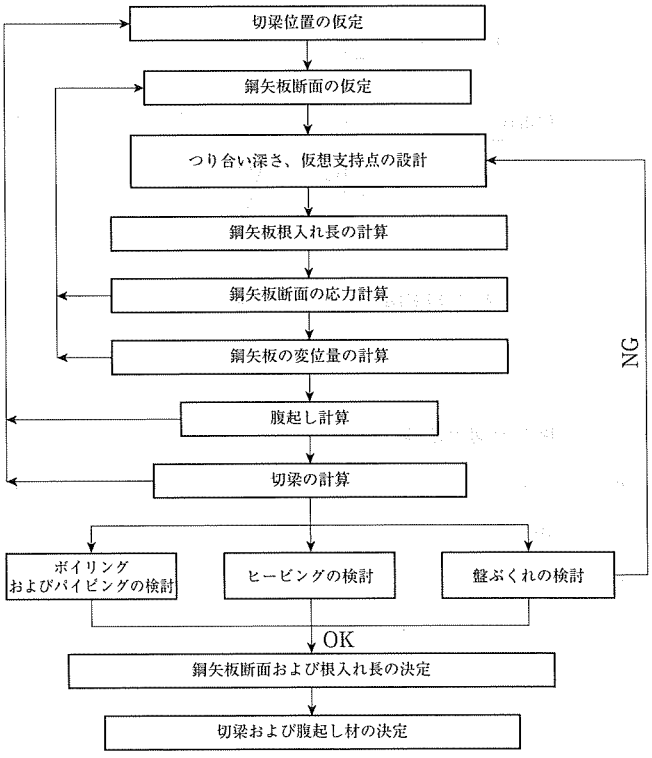


図-10.4.2　設計の手順

10.4.2　鋼矢板壁の断面性能

U形鋼矢板の応力度の計算に用いる断面係数は、全断面有効の60%とすることを原則とします。また、U形鋼矢板の変位の計算に用いる断面二次モーメントは、全断面有効の45%とすることを原則とします。ただし、鋼矢板天端付近で継手部分を溶接したり、コンクリートで頭部を連結して固定したものや、根入れが十分あり土砂の拘束が期待できるものなどは上記の数値を80%程度まで上げることができます。

長期仮設や残置使用に、ハット形鋼矢板を用いる場合は、全断面有効の100%として計算することができます。

10.4.3　つり合い深さ・仮想支持点の計算

鋼矢板の根入れ長、鋼矢板の断面の計算に入る前につり合い深さおよび仮想支持点を求めます。つり合い深さの検討は、図-10.4.3および図-10.4.4に示すように最下段およびその一段上の切梁位置に関して行ない、切梁位置より下の土圧および水圧がモーメントとして作用すると考え、式（10.4.1）よりつり合い深さを算定します。

$$P_a Y_a = P_p Y_p \qquad (10.4.1)$$

P_a；主働土圧と水圧の合力（kN/m）

P_p；受働土圧の合力（kN/m）

Y_a；主働土圧と水圧の合力の作用点より切梁位置までの距離（m）

Y_p；受働土圧の合力の作用点より切梁位置までの距離（m）

仮想支持点は求められたつり合い深さにおける受働土圧の合力の作用点とします。

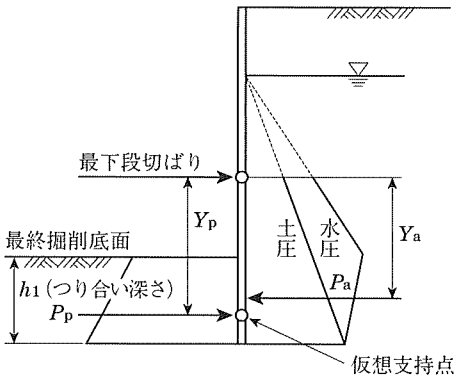


図-10.4.3　最下段切梁点でのつり合い深さ

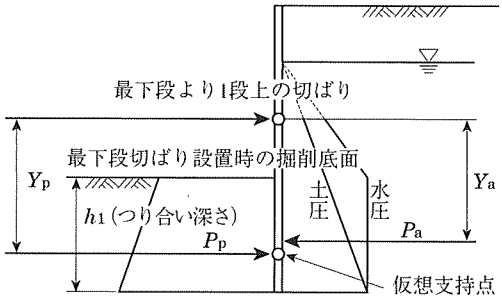


図-10.4.4　最下段より一段上の切梁点でのつり合い深さ

10.4.4　根入れ長の計算

鋼矢板の根入れ長は、つり合いの深さの1.2倍とします。図-10.4.3および図-10.4.4の計算より2つのつり合い深さが得られ、各々根入れ長が求まりますが、いずれかの大きい方の値を採用します。ただし、根入れ長の最小は3mとします。

10.4.5　応力度の計算

鋼矢板に生ずる曲げモーメントは、図-10.4.5に示すように鋼矢板を切梁位置および仮想支持点を支点とした単純梁として計算することにより求めます。一般に、図-10.4.3および図-10.4.4で得られた2つの場合について検討しますが、腹起し間隔が広い場合にはその間の曲げモーメントをチェックする必要があります。

鋼矢板背面の土圧は断面算定用土圧を用い、受働土圧はランキン・レザールの算定式により求めます。また水圧はつり合い深さで0となるような三角形分布とします。

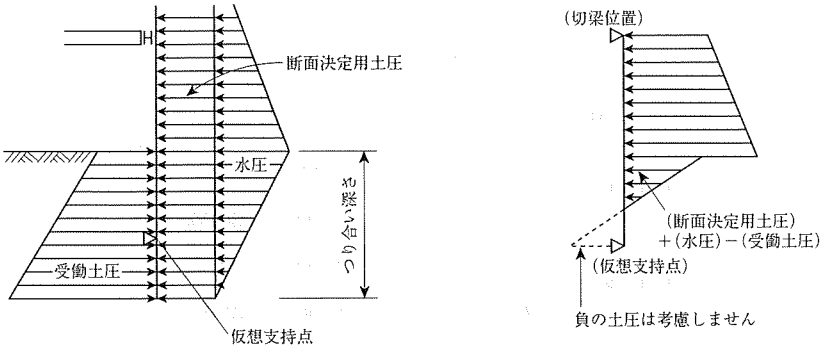


図-10.4.5　鋼矢板断面に作用する外力

発生応力度は、式（10.4.2）により求め、発生応力度が許容応力度内となる鋼矢板断面を選定します。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} \leqq \sigma_a \tag{10.4.2}$$

σ；発生応力度（N/mm^2）

M_{max}；最大曲げモーメント（N·m/m）

Z；鋼矢板の断面係数（mm^3/m）

σ_a；許容応力度（N/mm^2）

10.4.6　剛性の検討

鋼矢板の変位量は、図-10.4.6に示すように、最上段切梁位置を剛な支点、最終掘削面と仮想支持点の中間点を弾性支点とした単純梁として計算することにより求めます。

荷重は、鋼矢板断面の応力計算と同じく断面算定用土圧、水圧およびランキン・レザールの算定式による受働土圧で、最上段切梁位置より、最終掘削面と仮想支持点の中間点までの範囲の荷重を考慮します。ただし、計算の簡略化のため、図-10.4.6に示すように上記の台形状荷重を等価な長方形荷重と置きかえることができます。

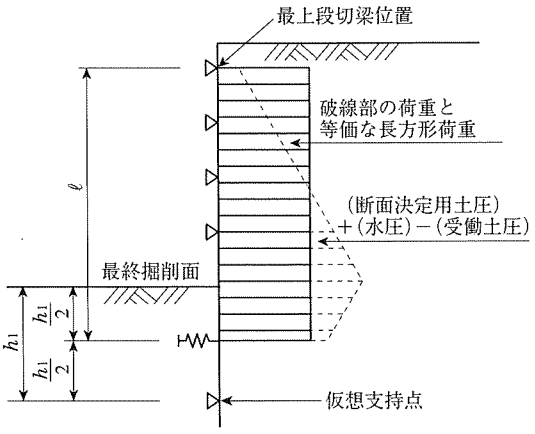


図-10.4.6　鋼矢板の変位量の計算モデル

弾性支点のばね定数Kは、式（10.4.3）により推定します。ただし、地盤の横方向地盤反力係数k_h値は、表-10.4.1より求めます。

$$K = k_h \cdot A \qquad (10.4.3)$$

K ；ばね定数（kN/m）

k_h ；横方向地盤反力係数（kN/m³）

A ；最終掘削底面より仮想支持点までの区間の鋼矢板側面積（幅1.0m、深さhl）（m²）

表-10.4.1　横方向地盤反力係数

地盤条件		k_h（kN/m³）
沖積層	粘性土	5,000 ～ 20,000
	砂質土	15,000 ～ 30,000
洪積層	粘性土	20,000 ～ 40,000
	砂質土	40,000 ～ 60,000

鋼矢板の変位量は、図-10.4.7に示すように、最上段切梁位置および仮想支持点の1/2の点を支点とした単純梁の最大たわみ量δ1に弾性支点の変位の影響δ2を加算することにより求めます。ただし、δ2はδ'／2とすることができます。

この鋼矢板の変位量は30cm程度以下におさえる必要があります。もし過大な変位量となった場合には、剛性の高い鋼矢板を使用する等の対策を講じ、再度計算します。

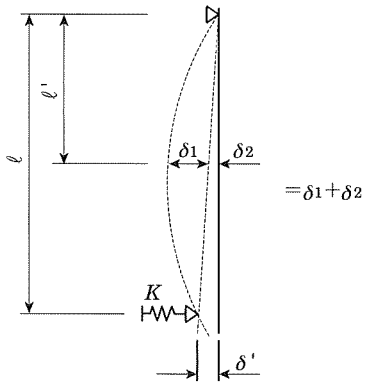


図-10.4.7　鋼矢板の変位

10.4.7　腹起しおよび切梁に作用する荷重

腹起しおよび切梁には、図-10.4.8に示すように、最終掘削状態において断面算定用土圧および水圧が作用すると考え、下方分担法により、切梁位置反力を求めます。下方分担法とは、各切梁間の土圧および水圧はその上方の切梁が負担すると考え、切梁位置反力を求める方法です。ただし、最下段切梁は、図-10.4.8のように最終掘削面までの荷重を負担するものとします。

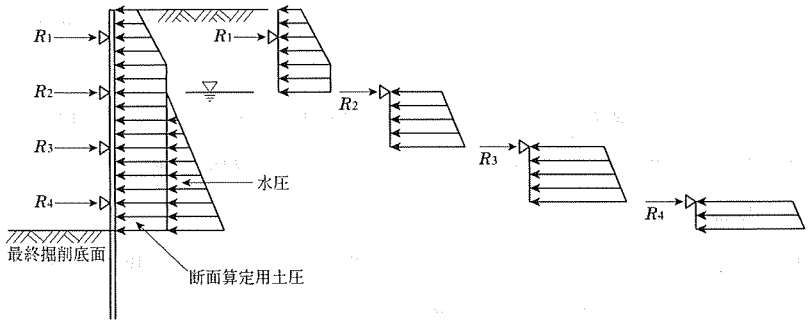


図-10.4.8　腹起しおよび切梁に作用する荷重

10.4.8　腹起しの計算

腹起しは、10.4.7 腹起しおよび切梁に作用する荷重で求められた切梁位置での反力を等分布荷重として、切梁を支点とした単純梁により計算します。計算上の単純梁の支間は、図-10.4.9に示すように考え、腹起しに作用する曲げモーメントおよびせん断力に対してチェックを行います。

曲げ応力度に関しては、式（10.4.4）を、せん断応力度に関しては、式（10.4.5）を満たすようにします。もし、せん断耐力が不足する場合は、図-10.4.10のようにスティフナーやコンクリートを充填し補強します。

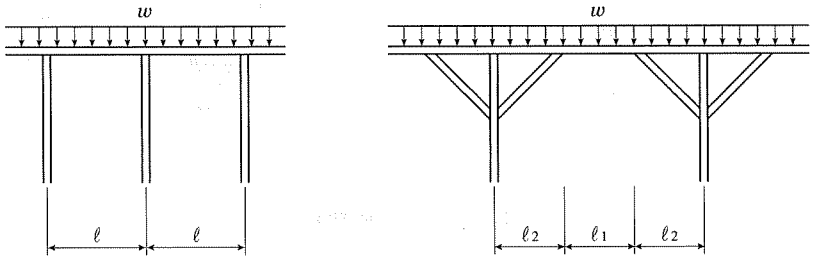


図-10.4.9　腹起しの支間

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} \leqq \sigma_a \qquad (10.4.4)$$

M_{max}；最大曲げモーメント（N·mm）

Z；断面係数（mm^3）

σ_a；許容曲げ応力度（N/mm^2）

$$\tau = \frac{S}{h \cdot t} \leqq \tau_a \qquad (10.4.5)$$

S；せん断力（N）

h；ウエブ高さ（mm）

t；ウエブ厚（mm）

τ_a；許容せん断応力度（N/mm^2）

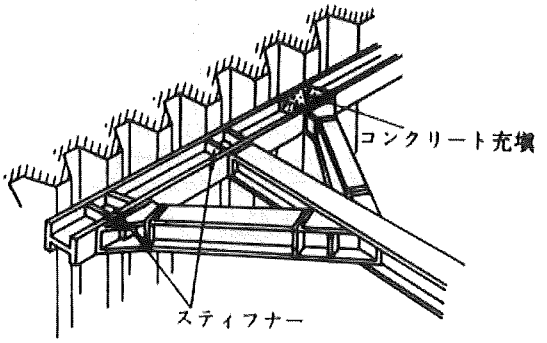


図-10.4.10　腹起し切梁取付部の補強

10.4.9　切梁の計算

切梁に作用する軸力は、10.4.7 腹起しおよび切梁に作用する荷重で求められた切梁位置での反力を等分布荷重として図-10.4.11 に示すように求めます。

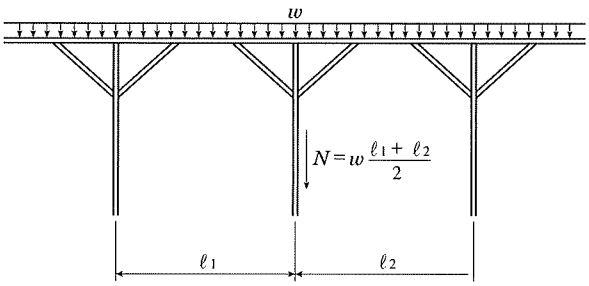


図-10.4.11　切梁に作用する軸力

一般に切梁の軸力に対しては、鉛直荷重を考慮した曲げ作用面内の座屈および曲げ作用面外の横倒れ座屈の検討を行ないます。鉛直荷重は不明な場合は、鋼材自重を含めて5kN/m程度と考えて計算します。なお、切梁の温度変化による軸力の増加は120kN/本とします。

計算上用いる座屈長は、一般に切梁全長と考えますが、中間杭や火打ちのある場合は、図-10.4.12に示す座屈長を取ることもできます。ただし、中間杭と切梁は剛結する必要があります。

火打ちは一般に45°の角度で対称にとりつけられ、火打ちに作用する軸力は、図-10.4.13で示す式により求められます。軸力による圧縮力の検討では、火打ちの自重は無視することができます。

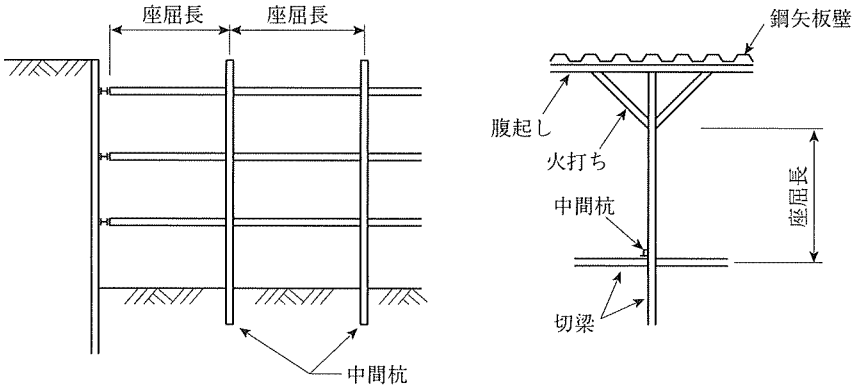


図-10.4.12　座屈長

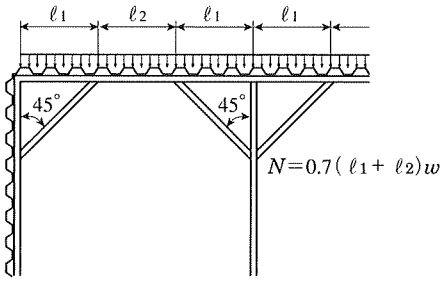


図-10.4.13　火打ちに作用する軸力

10.5　大規模土留めの設計（掘削深さ 10m 以上、30m 未満）

大規模な土留めは周辺の環境に与える影響が大きい上に、都市部の工事では近接施工や軟弱地盤での施工といった一層厳しい条件の中で工事を進めることが多くあります。そのため、剛性の大きい土留め工が採用されることが多くなり、全体工事費に占める仮設工事費の割合が大きくなることが考えられます。したがって、大規模土留めの設計にあたっては安全性はもちろんのこと、経済性についても十分認識して工法を選定する必要があります。また騒音・振動、地下水位の変動および地盤変状などによる影響について検討し、周辺の環境条件に適合するよう配慮する必要があります。

大規模な掘削土留めでは、地盤や構造物を実際に近いモデル化ができる弾塑性設計法が用いられる場合が一般的です。

ここでは、弾塑性法による大規模土留めの設計について「首都高速道路仮設構造物設計要領」に準じて説明します。

10.5.1　設計の手順

設計の手順を図-10.5.1 に示します。

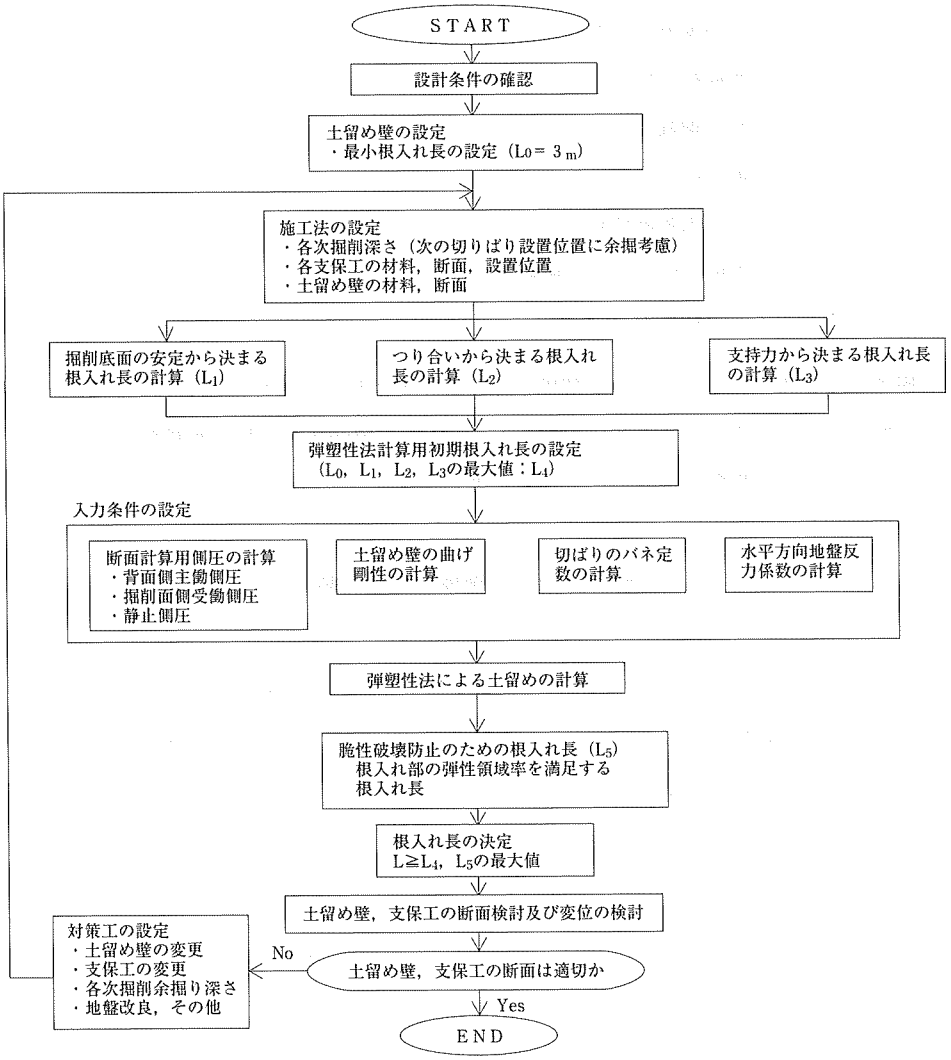


図-10.5.1　設計の手順

10.5.2　断面設計

弾塑性法に用いる鋼矢板の断面性能は、10.4.2 をご参照ください。

10.5.3　大規模土留めに用いる側圧および水圧

大規模土留めの設計に用いる側圧は下式により求めます。

(1) 主働側圧

土留め壁に背面側から作用する主働側圧は次式により算出します。

砂質土の場合；$p_a = K_a(\gamma h - p_{w1}) + q - 2c\sqrt{K_a} + p_{w1}$　(10.5.1)

粘性土の場合；$h \leqq H$では、$p_a = K_{a1}(\gamma h + q)$

$h > H$では、$p_a = K_{a1}(\gamma h + q) + K_{a2}\gamma(h - H)$　(10.5.2)

p_a；主働側圧（kN/㎡）

K_a；砂質土に対する主働側圧係数（水平成分）

$$K_a = \frac{\cos^2\phi}{\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2}$$

K_{a1}，K_{a2}；粘性土に対する主働側圧係数（表-10.5.1）

q；地表面での上載荷重（kN/㎡）

γ；土の湿潤単位体積重量（kN/㎥）

p_{w1}；背面側の間隙水圧（kN/㎡）（ただし粘性土は $p_{w1}=0$）

H；各次掘削深さ（m）

h；地表面からの深さ（m）

ϕ；土の内部摩擦角（°）

δ；土留め壁と土との摩擦角（°）（$\delta = \phi/2$）

c；土の粘着力（kN/㎡）

互層地盤で粘性土の上下面に高い間隙水圧を有する砂層が存在する場合には、粘性土と壁面との境界面に砂層からの水の供給による水圧が発生し、水圧が主働側圧を上回る可能性があります。特に自立性が高い粘性土ほどこの影響が大きいので注意を要します。

表-10.5.1　主働側圧係数（粘性土）

土質	K_{a1}		K_{a2}
	推定式	最小値	
粘性土（N≧8）	0.5－0.01H	0.3	0.5
〃　（4≦N＜8）	0.6－0.01H	0.4	0.6
〃　（2≦N＜4）	0.7－0.025H	0.5	0.7
〃　（N＜2）	0.8－0.025H	0.6	0.8

(2) 受働側圧

土留め壁の変位に抵抗する受働側圧は次式により算出します。

$$p_p = K_p(\gamma h' - p_{w2}) + 2c\sqrt{K_p} + p_{w2} \qquad (10.5.3)$$

p_p ；受働側圧（kN/㎡）

K_p ；受働側圧係数（水平成分）

$$K_p = \frac{\cos^2\phi}{\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right\}^2}$$

γ ；土の湿潤単位体積重量（kN/㎥）

p_{w2} ；掘削面側の間隙水圧（kN/㎡）ただし、粘性土は $p_{w2}=0$ とする

H ；各次掘削深さ（m）

h′ ；掘削底面からの深さ（m）

ϕ ；土の内部摩擦角（°）

δ ；土留め壁と土との摩擦角（°）（$\delta=\phi/2$）

c ；土の粘着力（kN/㎡）

(3) 静止側圧

静止側圧は、次式により算出します。

砂質土の場合 ； $p_0 = K_0(\gamma h' - p_{w2}) + p_{w2}$ (10.5.4)

粘性土の場合 ；

$$p_0 = \left\{\left(\frac{10K_0}{H^2+10}\right)+\left(\frac{1.1H^2}{H^2+10}\right)\left(\frac{K_0^3\cdot B^2+850}{B^2+700}\right)\right\}\gamma h' + 67(1-K_0)\sqrt{H}\,\frac{B^2}{B^2+500} \qquad (10.5.5)$$

p_0 ；静止側圧（kN/㎡）

K_0 ；静止側圧係数（表-10.5.2）

γ ；土の湿潤単位体積重量（kN/㎥）

p_{w2} ；掘削面側の間隙水圧（kN/㎡）ただし、粘性土は $p_{w2}=0$ とする

B ；掘削幅（m）

H ；各次掘削深さ（m）

h′ ；掘削底面からの深さ（m）

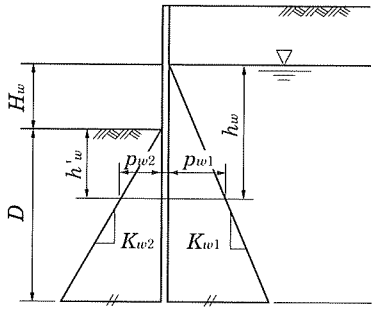
表-10.5.2　静止側圧係数

地盤の土質	K_0の値
砂質土	$1-\sin\phi$
粘性土　(N≧8)	0.5
〃　(4≦N＜8)	0.6
〃　(2≦N＜4)	0.7
〃　(N＜2)	0.8

ϕ：砂の内部摩擦角（°）

(4) 水圧

水圧分布は、地盤種別により異なります。図-10.5.2に示すように砂質土地盤の場合は、背面側より掘削面側へ地下水が浸透し、土留め壁下端において背面側と掘削面側は水圧が等しくなると考えられます。図-10.5.3、図-10.5.4に示すように粘性土地盤がある場合の水圧係数は、$Kw1$=$Kw2$=1.0とします。



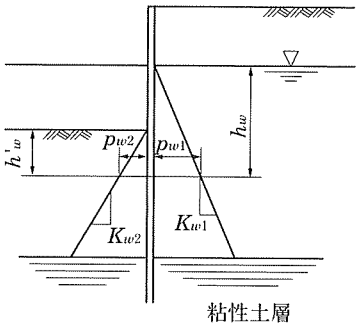
$$i=\frac{H_w}{H_w+2D}$$

$K_{w2}=1-i$　　$p_{w1}=K_{w1}\,h_w$

$p_{w2}=K_{w2}\,h'_w$

$K_{w2}=1+i$

図-10.5.2　砂質土地盤の水圧

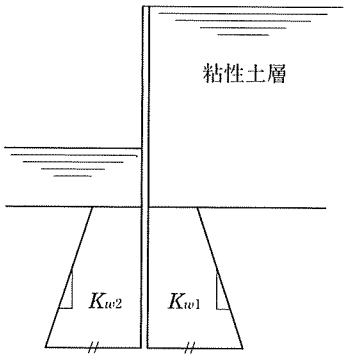


$p_{w1}=K_{w1}\,h_w$

$K_{w1}=K_{w2}=1.0$

$p_{w2}=K_{w2}\,h'_w$

図-10.5.3　下層地盤に粘性土がある場合



$K_{w1}=K_{w2}=1.0$

図-10.5.4　上層地盤に粘性土がある場合

10.5.4　根入れ長の計算

鋼矢板の根入れ長は、以下に示す方法により求められる各根入れ長のうちいずれか長いものとします。

① 最小根入れ長（3 m）

② 掘削底面の安定から求まる根入れ長

③ 土圧および水圧のつり合いから求まる根入れ長（つり合い根入れ長の1.2倍）

④ 脆性破壊を防止するために必要な根入れ長

⑤ 支持力から決まる根入れ長

掘削底面の安定から求まる根入れ長の検討は、2.7 をご参照ください。

掘削面側を地盤改良する場合や、強度は高いけれども脆性的な破壊を示す場合などには、破壊に対する検討を行う必要があります。鋼矢板の応力計算で弾塑性法を用いる場合、以下の方法によります。弾塑性法により鋼矢板壁の計算をすると、根入れ部に弾性領域と塑性領域が計算されます。これにより弾性領域率（根入れ長に対する弾性領域の長さの割合）を求め、この弾性領域率が、表-10.5.3 に示す値程度以上となるように根入れ長を決定します。

表-10.5.3　弾性領域率

	地　盤	弾性領域率
掘削面側根入れ部の地盤	砂質土地盤	10%
	粘性土地盤	10%
	地盤改良土	50%

※最小値入れ３ｍ確保することを原則とします。

（注）地盤改良土の場合は、掘削底面以深における改良厚さに対する弾性領域の割合とします。

根入れ長を変化させると、鋼矢板の応力と切梁の軸力も変化します。根入れが短いと、鋼矢板と切梁に発生する応力・軸力は大きく、根入れを長くすると、発生する応力・軸力は減少してある値に収束します。地盤の変化にも対応可能とするためには応力・軸力が定常となる根入れ長を確保する必要があります。そのためには、図-10.5.5 のような図を作成して判断する必要があります。

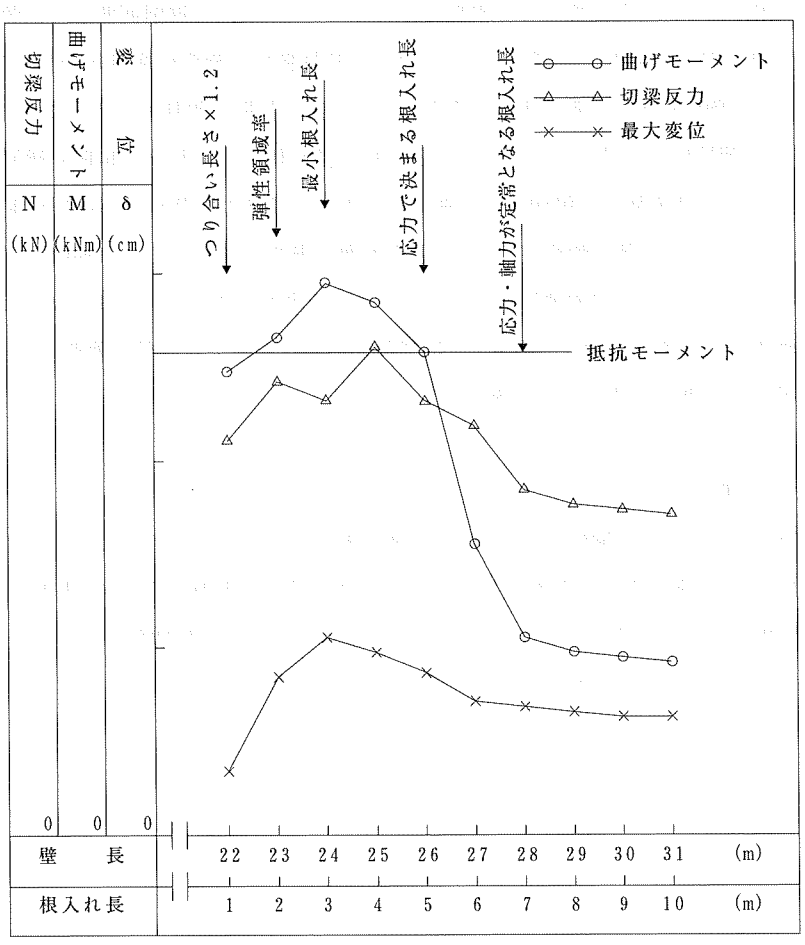


図-10.5.5　安定度判定グラフを用いて山留め壁の応力度を照査した例

10.5.5　鋼矢板の応力度・変位の計算

鋼矢板の応力、変位の計算にあたっては、鋼矢板を有限長のはり、地盤を弾塑性床、切梁を弾性支承と仮定したいわゆる弾塑性法によって行います。

弾塑性法による応力・変位の計算は、以下に示すような仮定に基づいて行われますが、繰り返し計算を行ない収束させなければならないため、一般に電算で処理されています。

1. 基本仮定

①矢板の根入れは有限長として扱い、先端はヒンジ、固定、自由の3種類が考えられますが、原則として自由状態として計算します。

② 背面側圧および掘削面側の「有効受働側圧」は、掘削による側圧の変化に対処できるように、掘削段階ごとに検討します。

③ 各掘削段階の掘削底面以下において鋼矢板に働く抵抗側圧は、鋼矢板の変位に一次的に比例し、かつ、有効受働側圧を越えないものとします。

④切梁設置後の同切梁支点は、切梁ピッチ、切梁断面積、切梁長さ、および切梁材料の弾性係数から得られる弾性支承とします。

⑤掘削に伴い切梁架設時にすでに発生している地中先行変位を考慮します。

2. 側圧に対する仮定

①掘削底面以上には、背面側より主働側圧が作用するものとします。

②掘削底面以下には、背面側より主働側圧が作用するものとし、掘削面側からは弾性領域で静止側圧と鋼矢板の変位に比例した弾性反力が作用し、塑性領域で極限受働側圧が作用するものとします。

ここで、弾性領域とは静止側圧と弾性反力の和が、極限受働側圧以下となる部分であり、塑性領域とは、弾性反力を計算したときに、その値と静止側圧との和が、極限受働側圧以上となる部分をいいます。背面側の主働側圧から鋼矢板の変位に関係なく作用する掘削面側の静止側圧を差し引いたものを、「有効主働側圧」とし、掘削面側の極限受働側圧から、掘削面側の静止側圧を差し引いたものを、「有効受働側圧」とすると、上記の仮定は次のように表されることになります。

背面側より有効主働側圧が作用し、掘削面側の塑性領域では有効受働側圧が、弾性領域では鋼矢板の変位に比例した弾性反力が働きます。

3. 構造系に対する仮定

鋼矢板壁の施工が完了し、掘削を行う前には、鋼矢板の応力と変位はともにゼロで、掘削進行に伴ってこれらが増加します。鋼矢板を弾性体とするとその応力と変位は比例しますが、地盤は一般に弾性体とすることには無理があり、応力が大きくなるにつれて応力と変位の比例関係が成立しなくなります。したがって、土を弾性領域と塑性領域とに分けて考えることが必要となります。

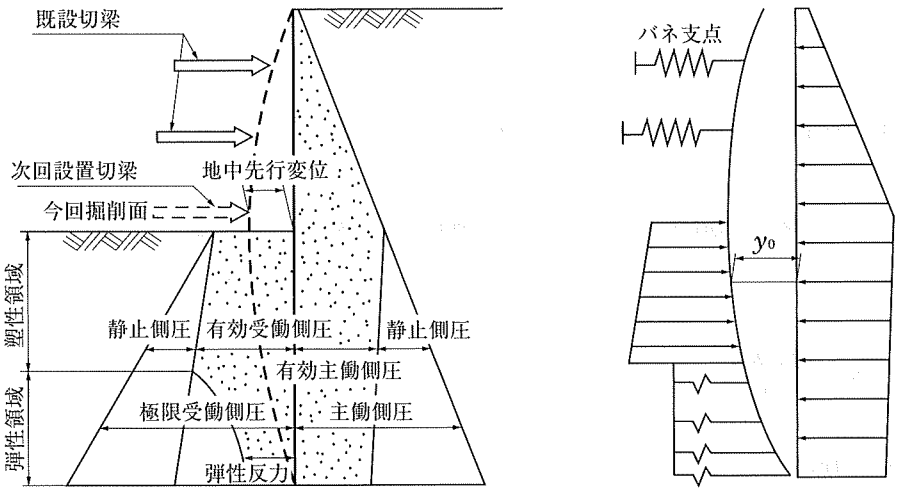


図-10.5.6　側圧、構造系の仮定

4.　その他の仮定

掘削に伴う切梁の架設や、作用側圧の変化により、構造系も各掘削段階ごとに変化変化します。これらに対処するため、切梁と鋼矢板の応力と変位をつぎのように考えることとします。

① 切梁

切梁を架設したとき、鋼矢板のその点における変位量を「地中先行変位」と呼ぶこととします。このときの切梁の応力はゼロであり、これ以後の変位と弾性係数、断面積に比例し、長さに反比例した応力が生じるものと考えます。

② 鋼矢板

鋼矢板壁は、各切梁取付点を弾性支承とする連続梁とします。

10.5.6　弾塑性法の入力値の計算

弾塑性法による計算を行なう前に、断面算定用側圧、切梁のバネ定数および、水平方向地盤反力係数の計算を行なう必要があります。

1. 断面算定用側圧

   鋼矢板の断面算定に用いる主働側圧、受働側圧および水圧は 10.5.3 をご参照ください。

2. 切梁のバネ定数

   切梁のバネ定数は、切梁断面積、長さ、水平間隔および使用材料を考慮して、式（10.5.6）によって求めます。

$$K_s = \frac{2\,\alpha\,EA}{\ell S} \qquad (10.5.6)$$

Ks；切梁のバネ定数（kN/m/m）

α ；低減係数（通常 1.0 とする）

E；切梁の弾性係数（kN/m^2）

A；切梁の断面積（m^2）

ℓ ；切梁の長さ（m）

S；切梁水平間隔（m）

α は、切梁の継手構造や、腹起しとの接触状態などにより α = 1.0 ～ 0.5 に変化しますが、鋼矢板の応力・変形に対する α の影響は小さいので、通常は α = 1.0 とします。

なお、切梁の長さは、図-10.5.7 のように、掘削幅とします。

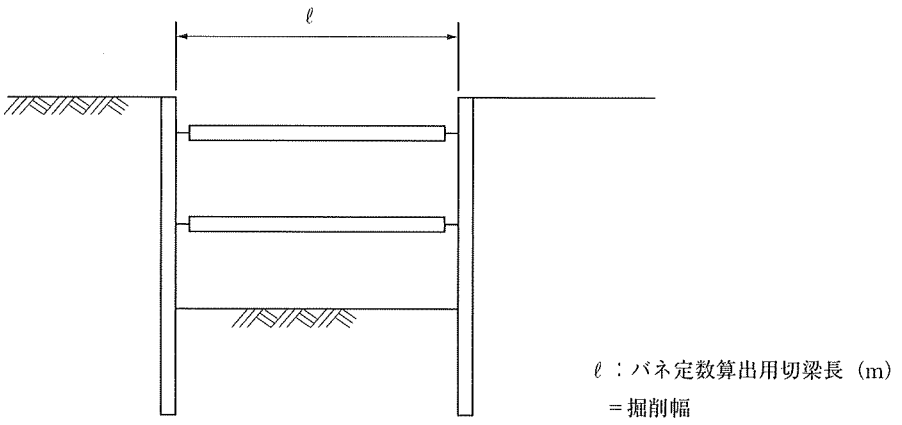


図-10.5.7　バネ定数算出用切梁長

3. 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、変位量、載荷時間、地盤に接する構造物の形状などによって異なる複雑な性質をもつ定数です。したがって、地盤反力係数の設定にあたっては地盤条件、土留めの構造形式、掘削の規模、施工速度などを考慮して総合的に検討することが必要であり一般的には、式（10.5.7）によって求められます。

$$k_h = k_{h0} \cdot \left[\frac{B_H}{0.3} \right]^{-\frac{3}{4}} \qquad (10.5.7)$$

k_h ；水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

k_{h0} ；直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3）であり、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は、式（10.5.8）によって、求めます。

$$k_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \qquad (10.5.8)$$

B_H ；荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

一般に、B_H＝10mが用いられます。

E_0 ；表-10.5.4に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）

α ；地盤反力係数の推定に用いる係数で表-10.5.4の示す通りです。

表-10.5.4　E_0 と α

次の試験方法による変形係数（kN／m^2）	α
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の１／２	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のＮ値よりE_0＝2,800Ｎで推定した変形係数	1

10.5.7　腹起しおよび切梁に作用する荷重

腹起しおよび切梁に作用する荷重は、10.5.5 鋼矢板の応力度・変位の計算で述べた弾塑性法により求めます。

10.5.8　腹起しおよび切梁の計算

腹起しおよび切梁の計算は、10.4.8 および 10.4.9 をご参照ください。

10.6　二重締切り工の設計

ここでは、「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」[6]（財団法人　国土技術センター）に基づいて、二重締切り工の設計について説明します。

10.6.1　荷重

二重締切り構造物には、水圧、土圧、地震力の各荷重が作用します。

10.6.2　材料

代表的な材料の許容応力度を**表-10.6.1**に示します。

表-10.6.1　主な使用鋼材の許容応力度　　(N/mm²)

材料名			常時（高水時）	地震時※)
鋼矢板	SY295		180	270
	SY390		235	353
鋼管矢板	SKY400		140	210
	SKY490		185	278
タイロッド	SS400	径40mm以下	94	141
		径40mm超	86	129
	SS490	径40mm以下	110	165
		径40mm超	102	153
	HT690		176	264
タイワイヤー	SWRH（硬鋼線材）		破断強度に対して常時で3.8以上、地震時で2.5以上の安全率を持つように許容応力度を定める	
	SWRS（ピアノ線材）			
腹起し材	SS 400		140	210

※）地震時の許容応力度は常時（高水時）の1.5倍の値を用いることを標準とします。

10.6.3　土圧・水圧

(1) 水圧分布

水圧分布は基礎地盤の地層構成の違いにより表-10.6.2に示す4タイプに分類し、堤内外の矢板応力度照査用および壁体安定計算用にそれぞれ設定します。

図-10.6.1に矢板応力度照査用の水圧分布、図-10.6.2に壁体安定計算用の水圧分布をそれぞれ示します。

表-10.6.2　基礎地盤の地層構成の違いによる水圧分布の分類

タイプ	地層構成
タイプ1	砂質土地盤
タイプ2	粘性土地盤
タイプ3	互層地盤A（上部砂質土＋下部粘性土）
タイプ4	互層地盤B（上部粘性土＋下部砂質土）

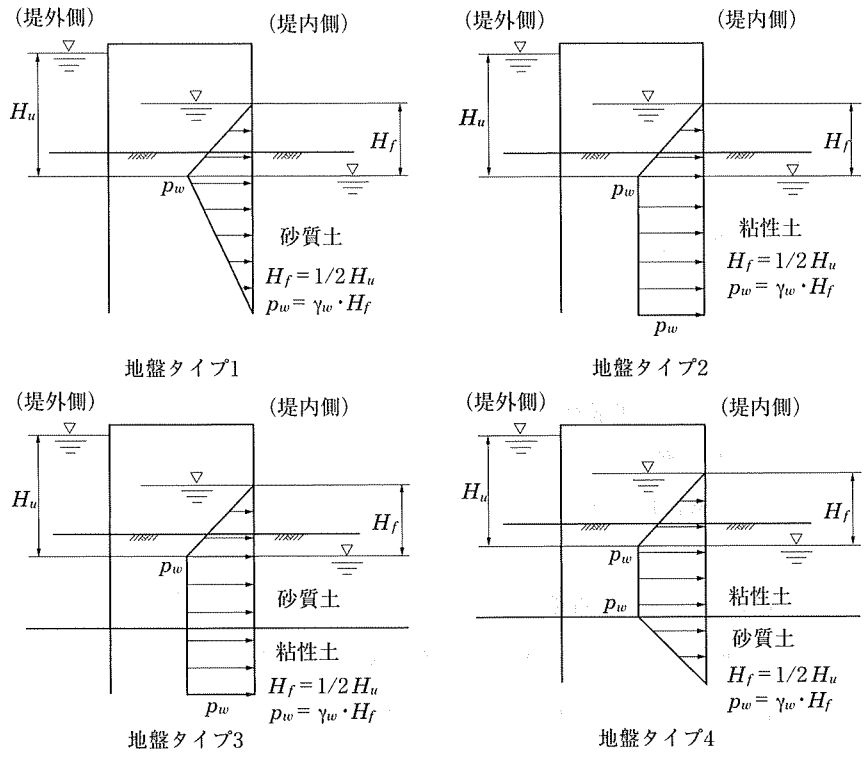


図-10.6.1　矢板応力度照査用の水圧分布

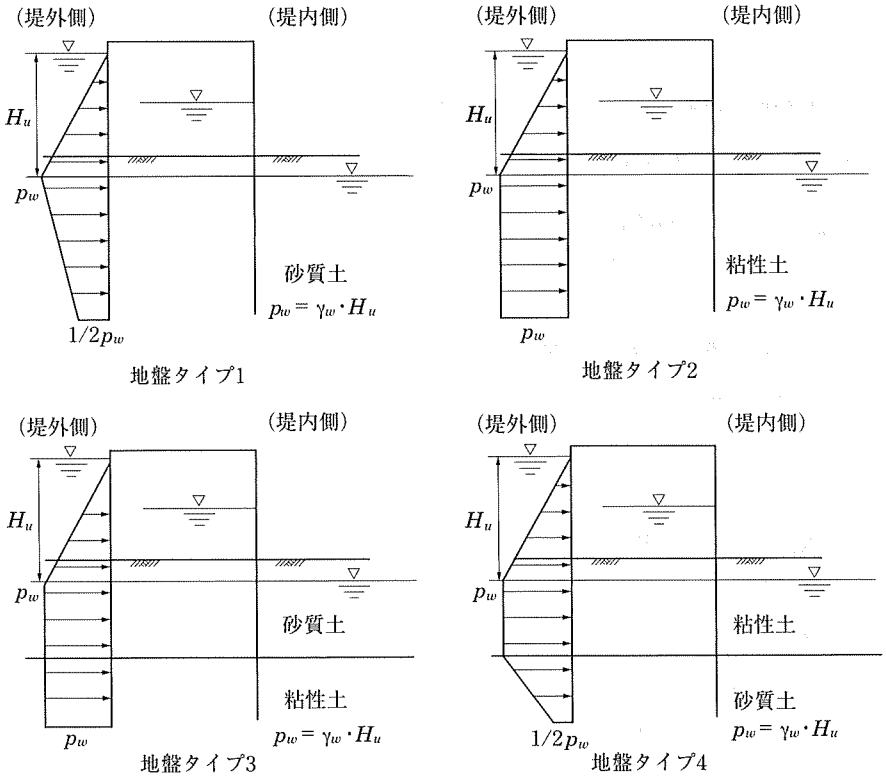


図-10.6.2　壁体安定計算用の水圧分布

(2) 主働土圧

常時および地震時の主働土圧は次式によって計算します。

$$p_A = K_A \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q) - 2c\sqrt{K_A} \qquad (10.6.1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \left(1+\sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi-\theta)}{\cos\theta}}\right)^2}$$

p_A ; 主働土圧強度（kN/m^2）

K_A;主働土圧係数

γ_i ; i層の土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i ; i層の層厚（m）

q ；上載荷重（kN/m^2）

c ;土の粘着力（kN/m^2）

ϕ ；各層の土の内部摩擦角（°）

θ ；地震合成角 $=\tan^{-1}K_h$（水中部はK_h' 常時においてはθ=0°とする）

K_h'; 水中における見掛けの震度 $=\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-\gamma_w}K_h$

K_h ; 空気中における震度

γ_{sat};土の飽和単位体積重量（kN/m^3）

γ_w ；水の単位体積重量（kN/m^3）

(3) 受働土圧

常時および地震時の受働土圧は次式によって計算します。

$$p_p = K_p \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q) + 2c\sqrt{K_P} \qquad (10.6.2)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cdot \left(1-\sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi-\theta)}{\cos\theta}}\right)^2}$$

p_P; 受働土圧強度（kN/m^2）

KP;受働土圧係数

(4) 静止土圧

静止土圧は次式によって計算します。

$$p_0 = K_0 \cdot \sum(\gamma_i \cdot h_i + q) \qquad (10.6.3)$$

（砂質土）$K_0 = 1 - \sin\phi$

（粘性土）$K_0 = 0.5$

p_0 ; 静止土圧強度（kN/m^2）

K_0 ; 静止土圧係数

(5) 地震時動水圧

地震時に外水位が存在する場合には、外力として自由水の部分に動水圧を考慮する必要があり、次式により計算します。図-10.6.3に地震時動水圧のモデルを示します。

$$P_{wd} = \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{h_e y} \tag{10.6.4}$$

P_{wd} ；動水圧強度（kN/m^2）

K_h ；設計震度

γ_w ；水の単位体積重量（kN/m^3）

h_e ；地震時の堤外側水位（m）

y ；動水圧を求める点の外水位面からの深さ（m）

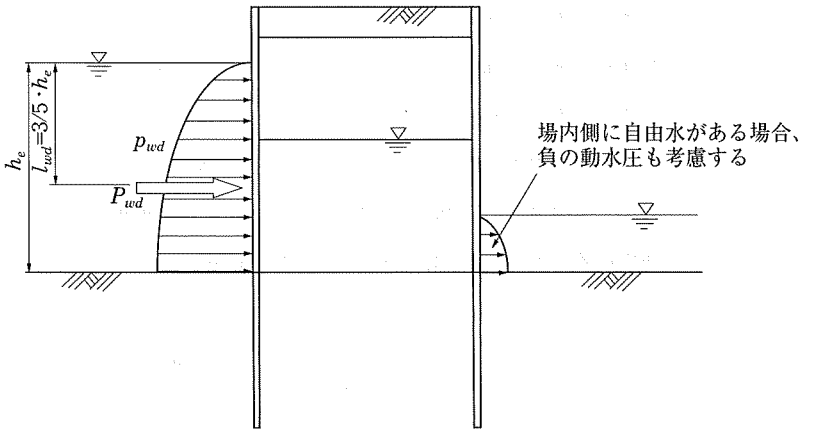


図-10.6.3　地震時動水圧のモデル

また、式（10.6.4）より求められる地震時動水圧の合力及び作用位置は次のようになります。

$$P_{wd} = \int_0^{h_e} p_{wd}\, dy = \frac{7}{12} K_h \gamma_w h_e^2 \tag{10.6.5}$$

$$l_{wd} = \frac{3}{5} h_e \tag{10.6.6}$$

P_{wd} ；動水圧の合力（kN/m）

l_{wd} ；水面から動水圧の合力作用位置までの深さ（m）

10.6.4　せん断安定に対する検討

現地盤から矢板先端部までで最小安全率となる面を照査面とし、せん断安定に対する検討を行います。壁体幅は次式を満足するように算定し、常時（高水時）および地震時のいずれか広い方の値を採用します。

$$F_S \cdot M_d \leq M_r \tag{10.6.7}$$

F_S ；安全率（表-10.6.3参照）

M_d ；照査面に関するせん断変形モーメント（kN·m/m）

M_r ；照査面に関するせん断抵抗モーメント（kN·m/m）

表-10.6.3　安全率

常時（高水時）	1.2以上
地震時	1.0以上

(1) せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図-10.6.4 (a)、(b) に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で考え、式（10.6.8)、式（10.6.9）により計算します。

（常時）　$M_d=M_w+M_{pA}-M_{pP}$　(10.6.8)

（地震時）　$M_{de}=M_{we}+M_{pAe}-M_{pPe}+M_e+M_{wd}$　(10.6.9)

M_d、M_{de}　；照査面におけるせん断変形モーメント（kN･m/m）

M_w、M_{we}　；照査面上側の水圧によるモーメント（kN･m/m）

M_{pA}、M_{pAe}；照査面上側の主働土圧によるモーメント（kN･m/m）

M_{pP}、M_{pPe}；照査面上側の受働土圧によるモーメント（kN･m/m）

M_e　；中詰土の地震時慣性力によるモーメント（kN･m/m）

なお、現地盤以下10mで震度が0となるように低減する。

M_{wd}　；地震時動水圧によるモーメント（kN･m/m）

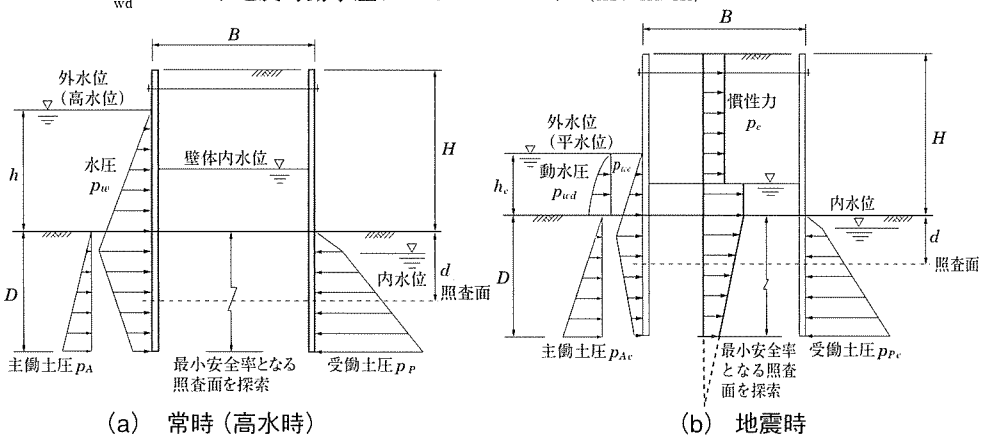


図-10.6.4　せん断破壊の照査モデル

(2) せん断抵抗モーメントの計算

せん断抵抗モーメントは式（10.6.10）により計算します。

(10.6.10)

$$M_r=M_{r0}\cdot(1+d/H)+M_{sp}$$

$$M_{r0}=\int_0^{y0}(p_{RP}-p_{RA})y\,dy$$

$$M_{sp}=2\cdot\min\{M_{sp1},M_{sp2}\}$$

$$M_{sp1}=\sigma_a\cdot Z_{sp}$$

$$M_{sp2}=P_{pu}\cdot h_{pu}$$

M_r　；照査面におけるせん断抵抗モーメント（kN・m/m）

M_{r0}　；中詰土の基準せん断抵抗モーメント（kN・m/m）

d　；現地盤面から照査面までの距離（m）

p_{RP}　；照査面から上方yの位置の受働土圧強度（kN/m²）

p_{RA} ；照査面から上方 y の位置の主働土圧強度（kN/m²）

y ；p_{RA} ,p_{RP} が作用する照査面からの高さ（m）

y_0 ；中詰内の主働及び受働すべり面の交点の高さ（m）

M_{sp} ；2列の矢板壁が発揮できる抵抗モーメント（kN・m/m）

M_{sp1} ；矢板の断面力により発揮できる抵抗モーメント（kN・m/m）

σ_a ；矢板の許容応力度（kN/m²）

Z_{sp} ；矢板の断面係数（継手効率を乗じた値）（m³/m）

ただし、堤内側と堤外側で使用する鋼矢板が異なる場合には、断面係数の小さな方の数値を用います。

M_{sp2} ；照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント（kN・m/m）

P_{pu} ；照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力（kN/m）

h_{pu} ；P_{pu} の照査面からの作用距離 （m）

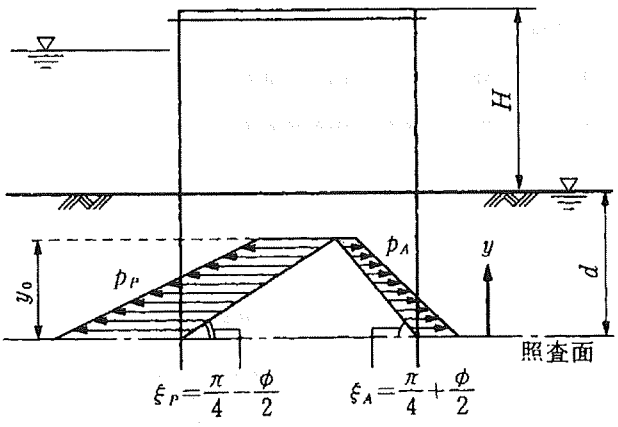


図-10.6.5　中詰せん断抵抗モーメントの概念図

10.6.5　滑動に対する検討

常時・地震時に壁体の滑動が生じないよう検討する必要があります。滑動に対する安全性を確保するためには、壁体幅は次式を満足するように算定し、常時および地震時の広いほうで決定します。なお、滑動の照査は根入れ下端部について行います。

$$F_S=F_r/F_d \qquad (10.6.11)$$

F_S ；安全率（表-10.6.4 参照）

F_d ；壁体に作用する水平外力の総和（kN/m）

F_r ；滑動抵抗力の総和（kN/m）

表-10.6.4　滑動照査の安全率

常時（高水時）	1.2以上
地震時	1.0以上

壁体に作用する水平外力および滑動抵抗力は、式（10.6.12）～式（10.6.15）により求めます。

（常時） $F_d = F_w + F_{pA}$ (10.6.12)

$F_r = F_{pP} + F_S$ (10.6.13)

$F_S = cB + W\tan\phi$

（地震時） $F_d = F_{we} + F_{pAe} + F_e + F_{wd}$ (10.6.14)

$F_r = F_{pPe} + F_{se}$ (10.6.15)

$F_{se} = cB + W_e\tan\phi$

F_w、F_{we} ；水圧による外力（kN/m）

F_{pA}、F_{pAe} ；外水位側の主働土圧による水平成分（kN/m）

F_e ；地震時の慣性力による水平成分（kN/m）

F_{wd} ；地震時動水圧による水平成分（kN/m）

F_{pP}、F_{pPe} ；受働土圧による水平成分（kN/m）

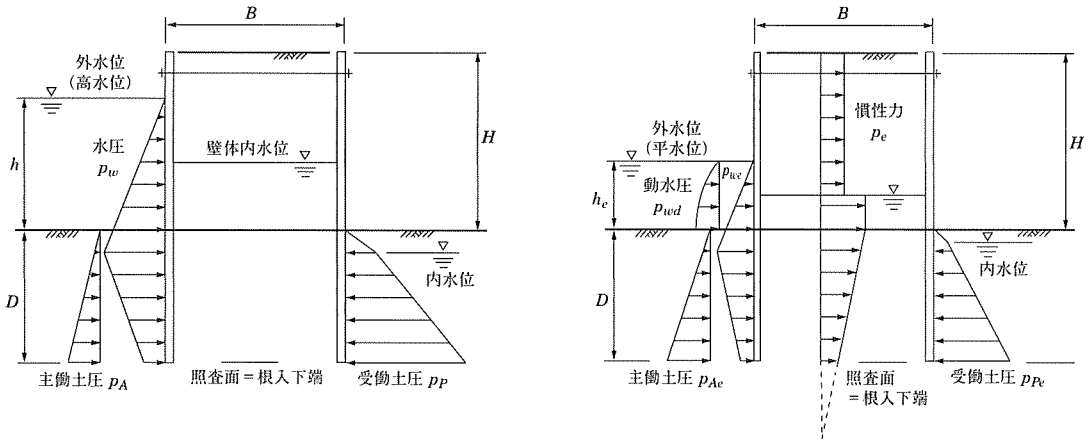
F_S、F_{se} ；根入れ下端部の水平せん断抵抗力（kN/m）

c ；根入れ下端部の地盤の粘着力（kN/m²）

B ；壁体幅（m）

W、W_e ；根入れ下端部から上の中詰土重量（kN/m）

ϕ ；根入れ下端部の地盤の内部摩擦角（°）



（a） 常時（高水時） （b） 地震時

図-10.6.6 滑動の照査モデル

10.6.6 基礎地盤の支持力に関する検討

基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して検討し、基礎地盤の極限支持力に対して表-10.6.5に示す安全率を確保しなければなりません。支持力の照査は根入下端部について行ないます。

支持力の照査および荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は式（10.6.16）によります。

表-10.6.5 支持力照査の安全率

常時（高水時）	1.2以上
地震時	1.0以上

$$F_S = \frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \tag{10.6.16}$$

$$Q_u = B_e \left\{ k \cdot c \cdot N_c + k \cdot \gamma_2 \cdot D_f (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

$$B_e = B - 2e_B$$

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

F_S ；安全率（表-10.6.5 参照）

Q_u ；荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力（kN/m）

V ；根入れ下端部に作用する合力の鉛直成分（kN/m）

B_e ；荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅（m）

B ；壁体幅（m）

e_B ；荷重の偏心距離（m）

M_B ；根入れ下端部に作用するモーメント（kN・m/m）

k ；根入効果に対する割増係数（k =1.0 を標準とする）

c ；粘着力（kN/m²）

D_f ；現地盤面から検討する点までの根入れ深さ（m）

γ_1 ；現地盤面から D_f 以上の深さの支持地盤の土の単位体積重量（kN/m³）

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用います。

γ_2 ；現地盤面から D_f までの根入地盤の土の単位体積重量（kN/m³）

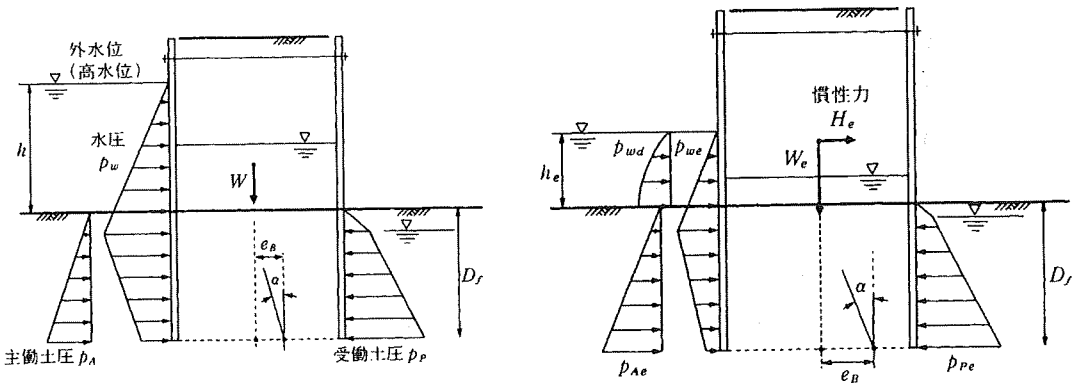
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用います。

N_c, N_q, N_r ；荷重の傾斜を考慮した支持力係数（図-10.6.8 ～図-10.6.10 参照）

ただし、図中の tan α は次式により求めます。

$$\tan \alpha = H_B / V$$

H_B ；根入れ下端部に作用する合力の水平成分（kN/m）



（a）常時（高水時）　　（b）地震時

図-10.6.7 基礎地盤の支持力照査モデル

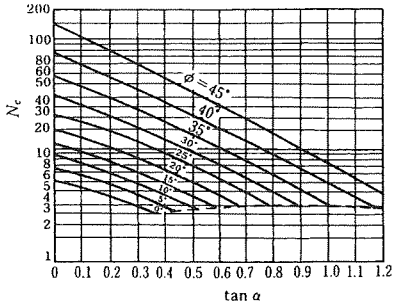


図-10.6.8 支持力係数 N_c

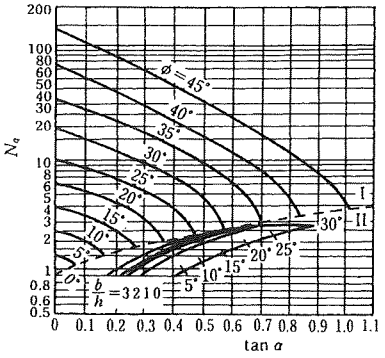


図-10.6.9 支持力係数 N_q

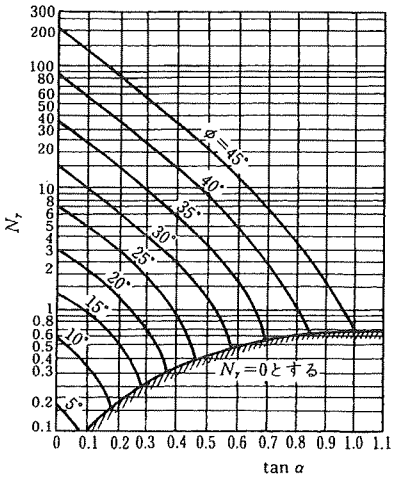
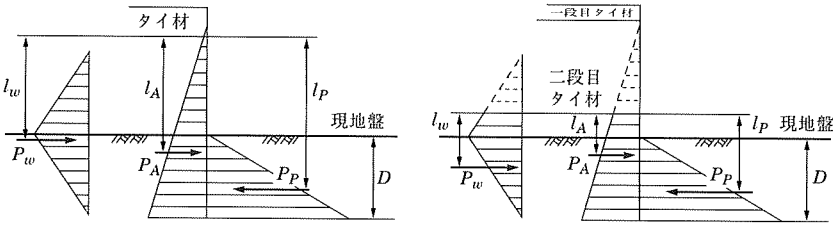


図-10.6.10 支持力係数 N_r

10.6.7 鋼矢板壁の設計

(1) 矢板の根入長の設計

鋼矢板の根入れ長は、タイ材取付点まわりにおける鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧・水圧）のモーメントが、極限平衡を保つとして、図-10.6.11 (a)、図-10.6.11 (b) のような状態で式 (10.6.17) を満足するように計算し、常時（高水時）および地震時のいずれか長い方で決定します。二段タイ式の場合は、下側のタイ材取付点に関するつり合い状態を照査します。



(a) 一段タイ式（砂質地盤）　　(b) 二段タイ式（砂質地盤）

図-10.6.11 根入れ長の計算モデル

$$F_S = M_{PF} / M_{AF} \tag{10.6.17}$$

$$M_{AF} = P_A \cdot l_A + P_w \cdot l_w$$

$$M_{PF} = P_P \cdot l_P$$

F_S ；安全率（表-10.6.6 参照）

M_{AF}；タイ材以深の主働土圧および水圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN・m/m）

P_A ；主働土圧の合力（kN/m）

l_A ；タイ材取付点から P_A 作用位置までの距離（m）

P_w ；水圧の合力（kN/m）

l_w ；タイ材取付点から P_W 作用位置までの距離（m）

M_{PF}；タイ材以深の受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント（kN・m/m）

P_P ；受働土圧の合力（kN/m）

l_P ；タイ材取付点から P_P 作用位置までの距離（m）

表-10.6.6　根入長の照査の安全率

地盤	常時（高水時）	地震時
砂質土	1.5以上	1.2以上
粘性土	1.2以上	1.2以上

(2)　鋼矢板型式の選定

鋼矢板の曲げモーメントは、弾塑性法によって計算します。粘性土においても砂質土と同様に、土圧と水圧は独立して矢板に作用するものとします。図-10.6.12に矢板曲げモーメントの計算モデルを示します。

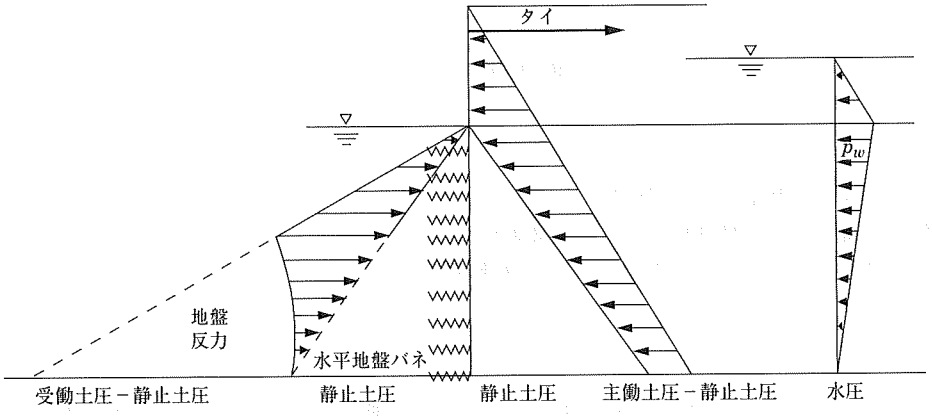


図-10.6.12　矢板曲げモーメントの計算モデル

水平方向地盤反力係数は、図-10.6.13に示すように完全弾塑性でモデル化します。弾性領域の弾性定数はk_Hとし、弾性限界を受働土圧と静止土圧との差とします。

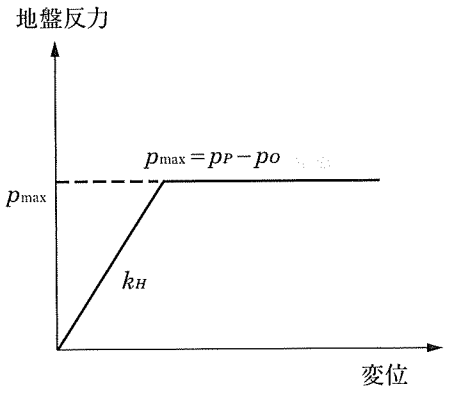


図-10.6.13　水平地盤バネのモデル

水平方向地盤反力係数k_Hは次式によります。

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}} \tag{10.6.18}$$

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

k_H ；水平方向地盤反力係数（kN/m³）

k_{H0} ；直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m³）

B_H ；基礎の水平方向載荷幅。幅が10mを超える場合はB_H=10mとします。

E_0, α ；変形係数と地盤反力係数の推定に用いる係数（表-10.6.7参照）

表-10.6.7　E_0とα

次の試験方法による変形係数E_0（kN/m²）	α	
	常時	地震時
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値よりE_0=2800Nで求めた変形係数	1	2

上記のモデル化により、矢板に作用する最大曲げモーメントを算出し、次式により応力度の照査を行います。

$$\sigma_a \geq \frac{M_{\max}}{\eta_z \cdot Z_{sp}} \tag{10.6.19}$$

σ_a ；矢板の許容応力度（N/mm²）

M_{max} ；矢板の最大曲げモーメント（N·mm/m）

η_Z ；断面係数に関する継手効率

Z_{sp} ；継手効率を考慮しない鋼矢板の断面係数（mm³/m）

10.6.8　タイ材および腹起しの設計

(1)　タイ材

タイ材は、式（10.6.20）を満たすように断面を決定します。

$$\sigma_a \geqq \frac{T}{A} \tag{10.6.20}$$

A ；タイ材の有効断面積（mm²）

T ；タイ材張力（N）

σ_a ；許容応力度（N/ mm²）

(2)　腹起し

タイ材4本の間が1本の鋼材で構成されるような長さ以上の腹起し材を用いる場合は、タイ材取付点を支点とする3径間連続梁（図-10.6.14 (a)）と考えて、式（10.6.21）により腹起しの設計曲げモーメントを求めます。それ以外の場合は、単純梁（図-10.6.14 (b)）と考えて、式（10.6.22）より設計曲げモーメントを求めます。

$$M = \frac{T \cdot L}{10} \tag{10.6.21}$$

$$M = \frac{T \cdot L}{4} \tag{10.6.22}$$

$$\sigma_a \geqq \frac{M}{Z}$$

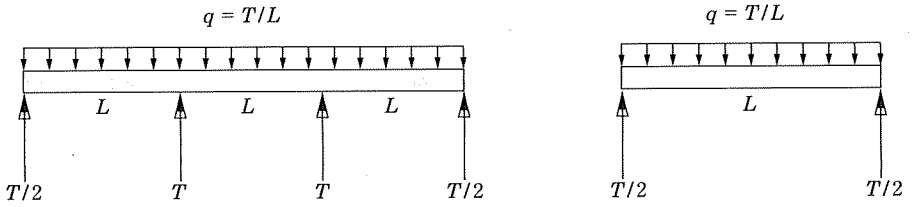
M ；腹起しの設計曲げモーメント（N・mm）

T ；タイ材張力（N／本）

L ；タイ材取付間隔（mm）

Z ；腹起しの断面係数（mm^3）

σ_a ；腹起しの許容応力度（N/mm^2）



(a)　3径間連続梁のモデル　　(b)　単純梁のモデル

図-10.6.14　腹起しの計算モデル

10.6.10.　遮水効果（浸透路長）に対する検討

遮水効果は、図-10.6.15に示した状態で検討し、表-10.6.8に示す安全率以上でなければなりません。

$$F_S = \min\left\{\frac{L_1}{h_1}, \frac{L_2}{h_2}\right\} \tag{10.6.23}$$

F_S　　；安全率（表-10.6.8参照）

L_1、L_2 ；浸透路長（m）

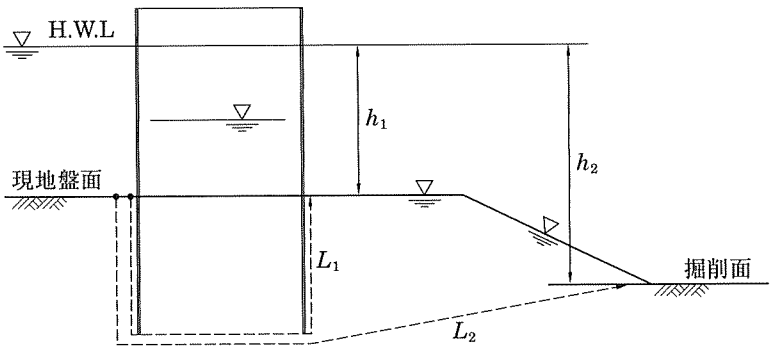


図-10.6.15　遮水効果の検討モデル

表-10.6.8　浸透路長照査の安全率

砂質土	3.5以上
粘性土	3.0以上

10.6.10.　地盤の液状化時の安定性に対する検討

施工位置が以下のすべての要件に該当する場合に液状化時の安定性に対する検討をすることが望ましいとされています。

① 基礎地盤内に地震時に液状化すると判定される砂質土層が存在する場合

② 堤内地が低いゼロメートル地帯等

③ 地震時に崩壊した場合に浸水による二次災害の可能性がある区間

④ 管理技術者が必要と認める場合

図-10.6.14に液状化時の安定性の検討フローを示します。まず地盤の液状化判定を行い、液状化時の検討を行う必要のある地盤であった場合には、図-10.6.14の検討フローに従い、壁体幅、タイ材の種類、矢板型式及び長さを決定します。なお、矢板長さを決定する際には、最も深い液状化層の下位に位置する非液状化層に少なくとも1m程度根入れすることが望まれます。

また、液状化検討時には、矢板の支持力に対しても照査を行う必要があります。矢板の自重が支持層での矢板と土の摩擦力によって支えられるとして検討を行います。なお、矢板と土との摩擦力は、土のせん断強度の1/2とし、この摩擦力が矢板の両面に作用するものとします。式（10.6.24）に矢板の支持力の照査式を示します。

$$F_S = S / W_{sp} \tag{10.6.24}$$

$$S = \sum (c_i + \sigma_{vi}' \cdot K_0 \cdot \tan \phi\, i)\ h_i$$

F_S ；安全率（1.0以上）

W_{sp} ；単位幅あたりの矢板の重量（kN/m）

c_i ；i番目の非液状化層の土の粘着力（kN/m²）

ϕ_i ；i番目の非液状化層の土の内部摩擦角（°）

S ；非液状化層での矢板と土の間の摩擦力による矢板支持力（kN/m）

h_i ；i番目の非液状化層への矢板根入れ長（m）

σ_{vi}' ；i番目の非液状化層での有効土被り圧（kN/m²）

詳細については「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」[6]（財団法人　国土技術センター）をご参照ください。

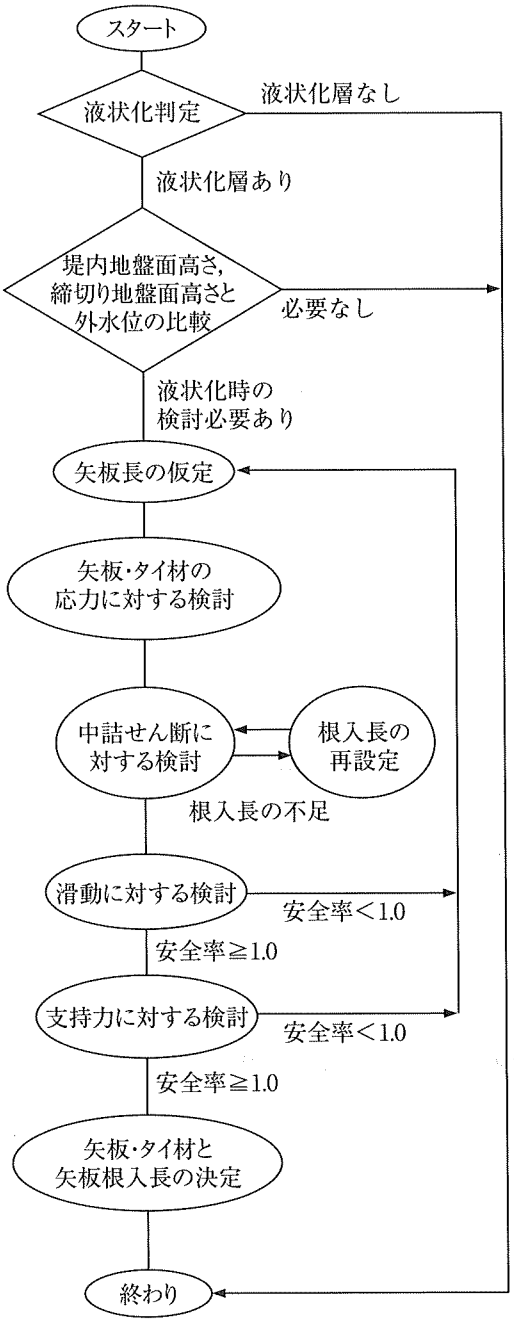


図-10.6.16　液状化時検討のフロー

10.6.11　二重締切り工の設計例

1.　設計条件

(1)　標高

(i)　天 端 高		+ 8.30m
(ii)　設計河床面		± 0.00m
(iii)　中詰土内の残留水位		+ 3.65m（常時）、± 0.00 m（地震時）
(iv)　高 水 位		+ 7.30m（常時）
(v)　平 水 位		± 0.00m（地震時）
(vi)　タイロッド取付点　上段		+ 7.80m
	下段	+ 1.00m

(2)　設計震度　　k = 0.10

(3)　土質条件

下図によります。

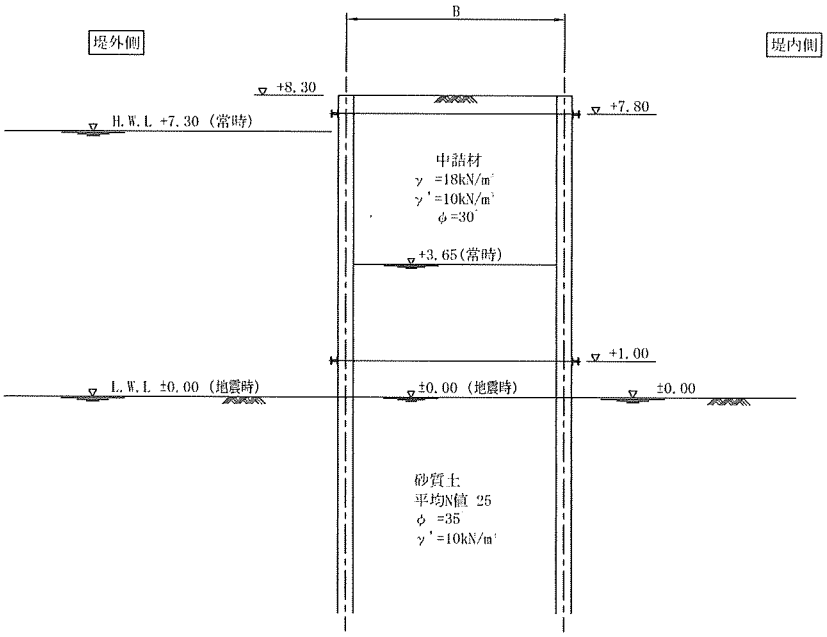


図-10.6.17　検討断面図

2. 根入れ長の計算

下段タイロッド取付点まわりのモーメントのつり合いにより、鋼矢板の必要根入れ長さを算定します。

(1) 土圧強度および残留水圧強度

10.6.3に基づき、鋼矢板壁に作用する土圧強度及び残留水圧強度を算出します。算出結果を図-10.6.18、図-10.6.19に示します。

1) 常 時

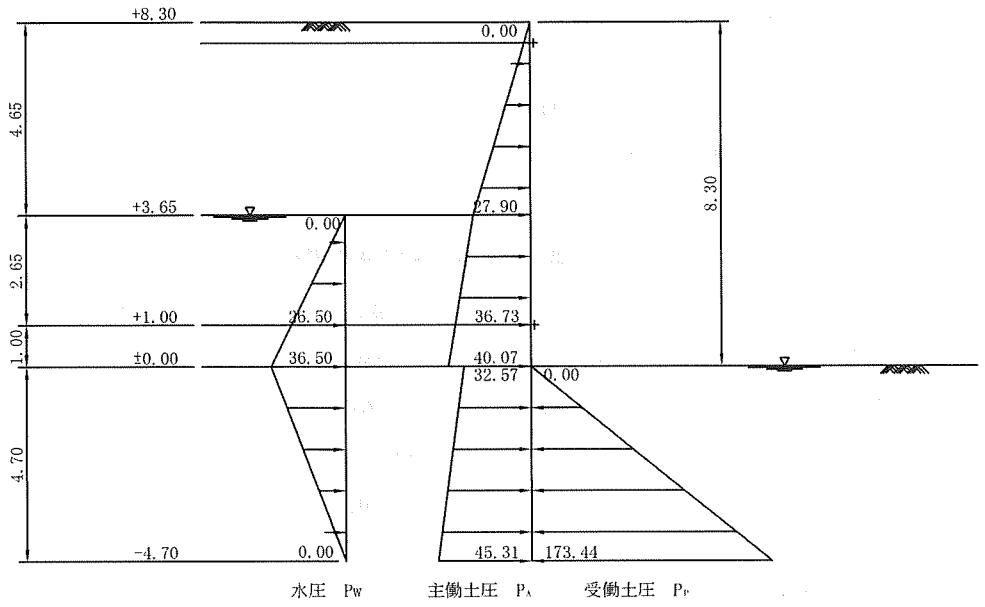


図-10.6.18 常時の土圧・水圧分布図

2) 地震時

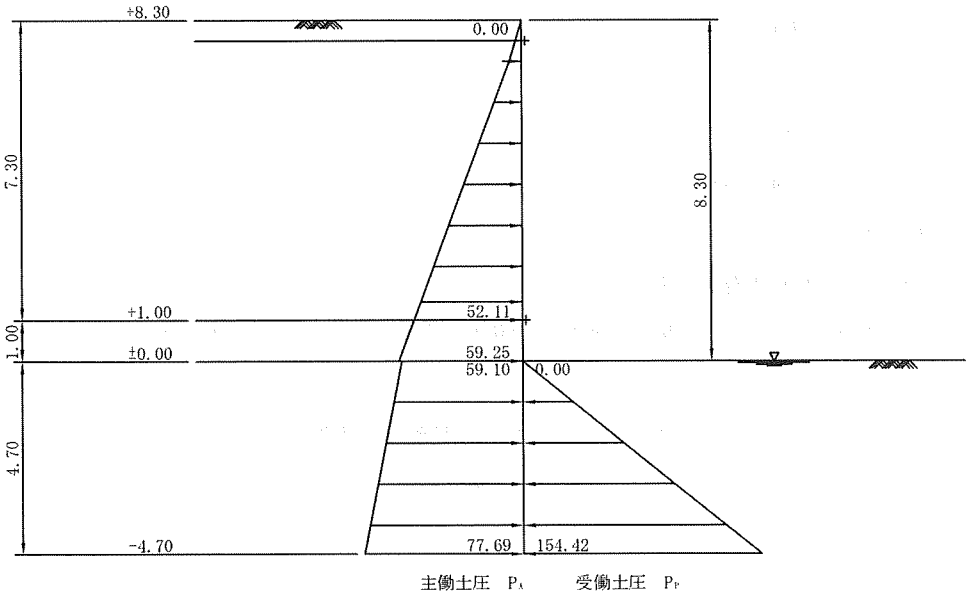


図-10.6.19 地震時の土圧・水圧分布図

(2) 根入れ長の算出

1) タイロッド取付点まわりのモーメントに関する根入れ長

下側のタイロッド取付点まわりのモーメントについて、式（10.6.17）で求められる安全率が所定の値（常時：1.5 以上、地震時：1.2 以上）を満足するためには、表-10.6.9 の根入れ長が必要となります。

表-10.6.9 必要根入れ長

	常 時	地震時
必要根入れ長（m）	3.8	4.3

したがって、根入れ長を 4.7m（矢板長 13.0m）として、下段タイロッドまわりのモーメントに関する安全率を確認すると、表-10.6.10 のようになります。

表-10.6.10 安全率の照査

	常時	地震時
転倒モーメント M_{AF}（kN･m/m）	893	1,140
抵抗モーメント M_{PF}（kN･m/m）	1,685	1,500
安全率	1.89≧1.50	1.32≧1.20
判定	OK	OK

2) 遮水効果の検討

1) で求めた根入れ長が 4.7m と短く、遮水に対する安全性を確保することが、できない可能性があるため、式（10.6.23）に基づき、遮水効果に対する検討を行います。ここで、壁体幅を B = 6.0（m）と仮定します。

$$3.5 \leqq \frac{6.0 + 2D}{7.30}$$

$$D = 9.8\text{m}$$

したがって、矢板長は 50cm 単位で丸めることにより、L = 18.5m（根入れ長 10.2m）となります。

3. 鋼矢板応力度の計算

(1) 横方向地盤反力係数の算定

式（10.6.18）に基づき横方向地盤反力係数を算定します。算定結果を表-10.6.11 に示します。

表-10.6.11 横方向地盤反力係数の算定結果

	N値	補正係数 α	変形係数 $\alpha \cdot E_0$ (kN/m²)	K_H (kN/m³)
常 時	25	1	70,000	16,820
地震時	25	2	140,000	33,639

(2)　鋼矢板壁に作用する有効側圧

鋼矢板壁に作用する曲げモーメント、タイロッド反力は弾塑性解析により算出します。弾塑性解析には、主働土圧＋水圧から静止土圧を差し引いた有効主働側圧、受働土圧から静止土圧を差し引いた有効受働側圧を用います。図-10.6.20、図-10.6.21 に鋼矢板壁に作用する有効側圧分布を示します。

1）常　時

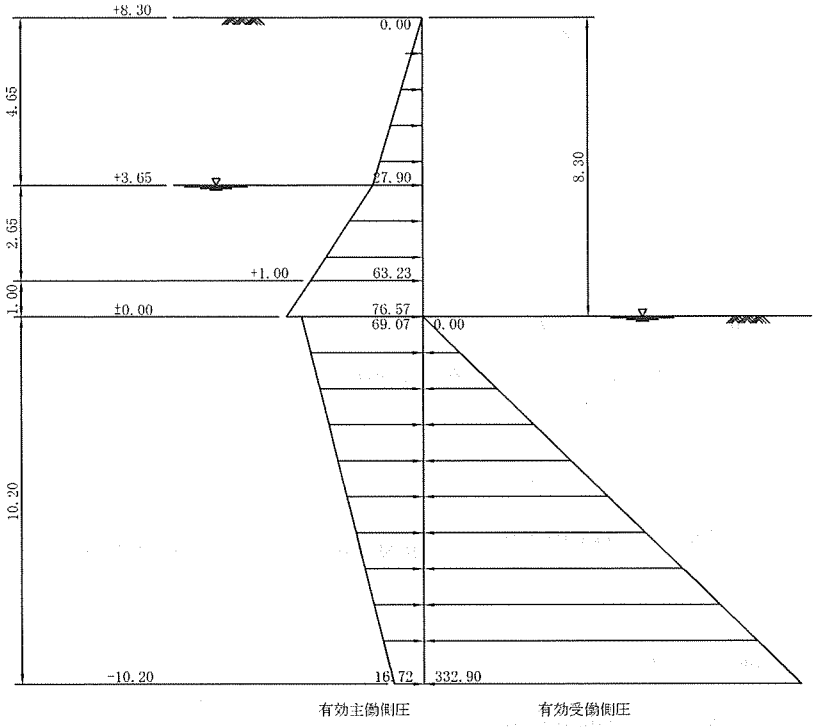


図-10.6.20　鋼矢板壁に作用する有効側圧分布図（常時）

2）地震時

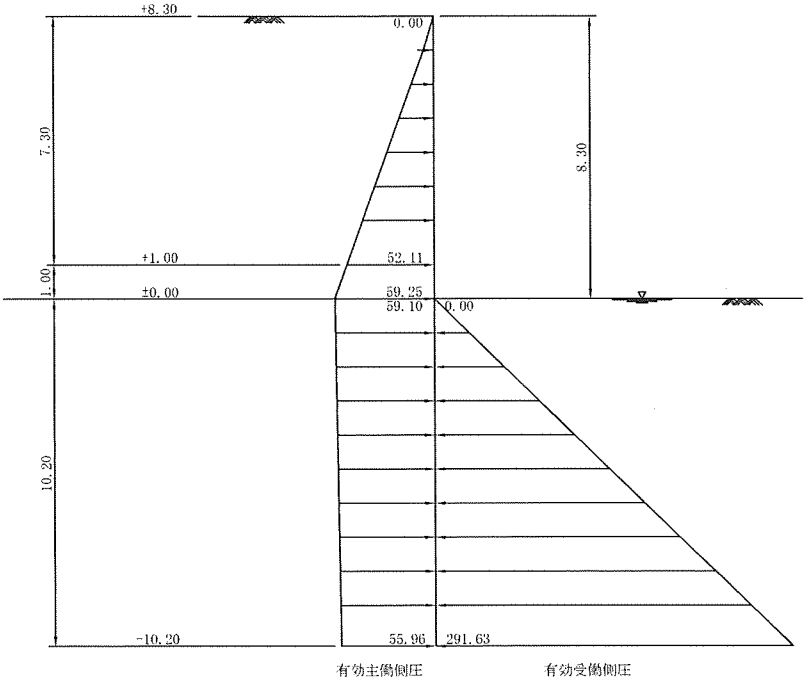


図-10.6.21　鋼矢板壁に作用する有効側圧分布図（地震時）

(3) 断面力の算定

鋼矢板Ⅲwを使用するものとして計算を行います。ここで鋼矢板の継手効率を断面二次モーメントに関しては45%、断面係数に関しては60%考慮します。その場合の鋼矢板に作用する最大曲げモーメントおよびタイロッド反力を計算した結果を表-10.6.12に示します。

表-10.6.12　断面力計算結果

	最大曲げモーメント M_{max} (kN·m/m)	上段タイロッド反力 P_{ou} (kN/m)	下段タイロッド反力 P_{ol} (kN/m)
常　時	127.64	41.48	278.48
地震時	128.22	48.93	258.93

(4) 応力度の計算

鋼矢板Ⅲwの断面係数Zは次の値となります。

$Z = 1{,}080 \times 10^3\ mm^3/m$　(継手効率 e=0.6)

1) 常　時

常時の曲げ応力度は次のように求められます。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{127.64\times10^6}{1{,}080\times10^3} = 118\ N/mm^2 \leqq \sigma a = 180\ N/mm^2$$

2) 地震時

地震時の曲げ応力度は次のように求められます。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{128.22\times10^6}{1{,}080\times10^3} = 119\ N/mm^2 \leqq \sigma a = 270\ N/mm^2$$

4. タイロッドの設計

タイロッドの設計については、表-10.6.12に示すように、地震時のタイロッド反力が上下段ともに常時の1.5倍未満の値となっているので、常時の検討のみ行い、地震時の検討は省略します。

(1) タイロッド張力の算定

タイロッド取付間隔を ℓ = 2.40m として、タイロッド張力を求めると次のようになります。

1) 上段タイロッド

P_{ou} = 41.48 kN/m

T = $P_{ou} \cdot \ell$ = 41.48 × 2.40 = 99.55 kN

2) 下段タイロッド

$P_{o\ell}$ = 278.48 kN/m

T = $P_{ol} \cdot \ell$ = 278.48 × 2.40 = 668.35 kN

(2) 応力度の計算

高張力鋼690のタイロッドを使用するものとして、以下の計算を行います。

タイロッドの許容応力度：σ_{Ta} = 176 N/mm² (常時)

1) 上段タイロッド

タイロッド径を ϕ 28mm と仮定して計算すると、次のようになります。

$$\sigma = \frac{T}{A} = \frac{99.55 \times 10^3}{(\pi/4) \times 28^2} = 162 \text{ N/mm}^2 \leqq 176 \text{ N/mm}^2$$

2) 下段タイロッド

タイロッド径を ϕ 70mm と仮定して計算すると、次のようになります。

$$\sigma = \frac{T}{A} = \frac{668.35 \times 10^3}{(\pi/4) \times 70^2} = 174 \text{ N/mm}^2 \leqq 176 \text{ N/mm}^2$$

5. 腹起しの設計

腹起し長さがタイロッド間隔の4倍以上あるものと仮定し、タイロッド取付点を支点とする3径間連続梁として計算を行います。なお、腹起こしの設計についても、タイロッドの設計と同様に、常時の検討のみ行います。

(1) 曲げモーメントの計算

腹起しに作用する曲げモーメントは、タイロッド張力（T）により、次のように求められます。

1) 上段腹起し

$$M = \frac{T \cdot \ell}{10} = \frac{99.55 \times 2.40}{10} = 23.89 \text{ kN·m/m}$$

2) 下段腹起し

$$M = \frac{T \cdot \ell}{10} = \frac{668.35 \times 2.40}{10} = 160.40 \text{ kN·m/m}$$

(2)　応力度の計算

腹起し材としてSS400の溝形鋼を2枚用いると仮定して、計算を行います。

溝形鋼の許容応力度：σ_{Ta} = 140 N/mm²（常時）

1)　上段腹起し

2 [- 150 × 75 × 6.5 × 10 を用いると、断面係数は下記の値となります。

$$Z = 2 \times 115 \times 10^3 = 230 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

以上より、上段腹起しの応力度は次のように求められます。

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{23.89 \times 10^6}{230 \times 10^3} = 105 \text{ N/mm}^2 \leqq 140 \text{ N/mm}^2$$

2)　下段腹起し

2[-380 × 100 × 10.5 × 16 を用いると、断面係数は下記の値となります。

$$Z = 2 \times 763 \times 10^3 = 1.526 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

以上より、下段腹起しの応力度は次のように求められます。

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{160.40 \times 10^6}{1{,}526 \times 10^3} = 105 \text{ N/mm}^2 \leqq 140 \text{ N/mm}^2$$

6. せん断変形に対する検討

壁体幅B=6.00（m）と仮定して、せん断変形に対する検討を行います。

(1) 堤体に作用する水平方向荷重

堤体に作用する水平方向荷重は、図-10.6.22、図-10.6.23のようになります。

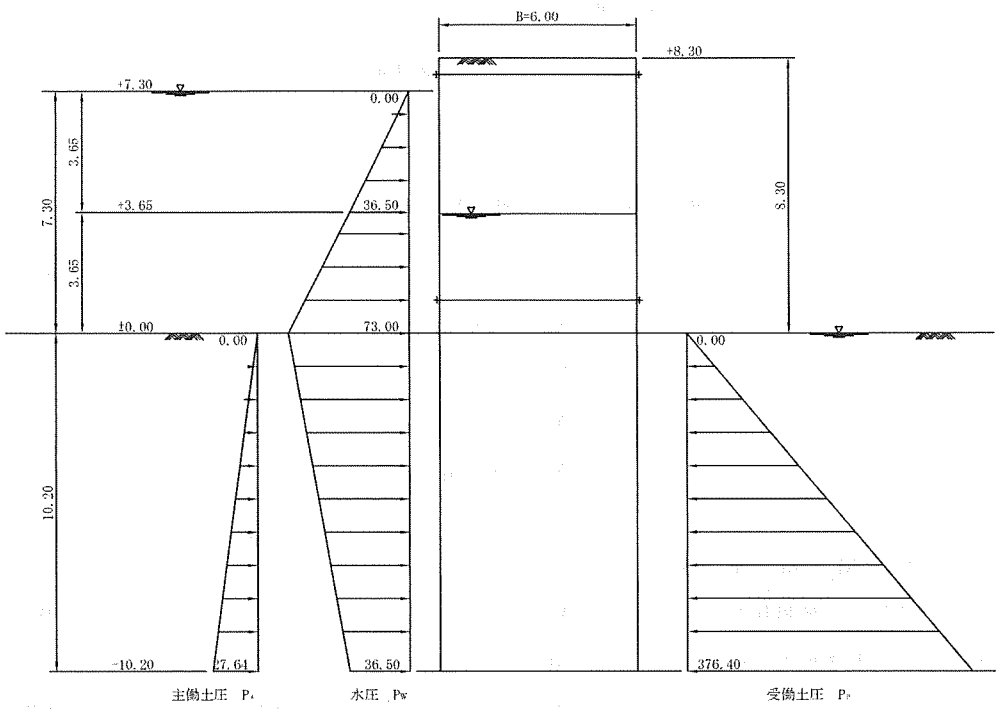


図-10.6.22 堤体に作用する水平方向荷重分布（常時）

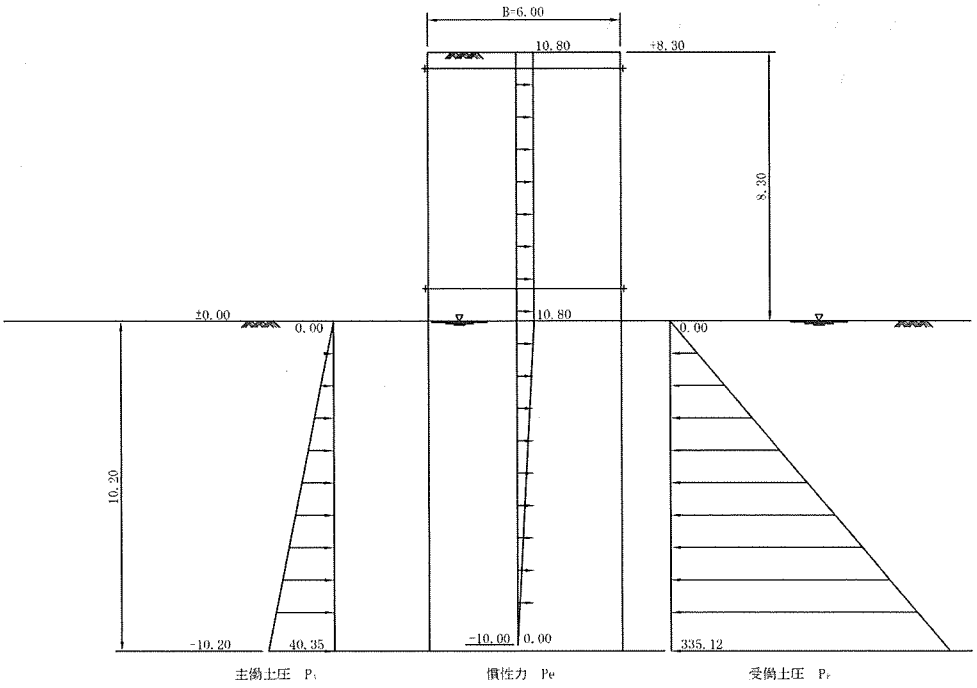


図-10.6.23 堤体に作用する水平方向荷重分布（地震時）

(2) せん断変形の検討結果

現地盤面から根入れ下端部までのうち、最小安全率となる面でのせん断変形の照査を行います。繰り返し計算により、最小安全率となる照査面を求めると、表-10.6.13のようになります。その照査面において、せん断変形の照査を行った結果を表-10.6.14に示します。

表-10.6.13　最小安全率となる照査面の位置

常時	地震時
G.L.－4.20	G.L.－1.70

表-10.6.14　せん断変形の検討結果

				常時	地震時
変形モーメントの算定	水圧モーメント	M_w	(kN·m/m)	2,367	0.0
	主働土圧モーメント	M_a	(kN·m/m)	33	3
	受働土圧モーメント	M_p	(kN·m/m)	456	27
	慣性力モーメント	M_e	(kN·m/m)	－	539
	変形モーメント $M_d = M_w + M_a - M_p + M_e$		(kN·m/m)	1,945	515
抵抗モーメントの算定	中詰土の基準せん断抵抗モーメント	M_{ro}	(kN·m/m)	1,505	936
	現地盤面から照査面までの深さ	d	(m)	4.20	1.70
	壁体高さ	H	(m)	8.30	8.30
	1＋d／H			1.51	1.21
	矢板の抵抗モーメント	M_{sp}	(kN·m/m)	389	583
	抵抗モーメント $M_r = M_{ro} \times (1 + d/H) + M_{sp}$		(kN·m/m)	2,655	1,711
安全率 M_r/M_d				1.37	3.32
必要安全率				1.20	1.00
判定				OK	OK

7. 滑動に対する検討

壁体幅B=6.00（m）と仮定して、堤体の滑動に対する照査を行います。照査結果を表-10.6.15に示します。なお、照査面は、根入れ下端部（標高－10.20）とします。

表-10.6.15　滑動の検討結果

			常時	地震時
水平力の算定	水圧力	F_w (kN·m/m)	825	0.0
	主働土圧力	F_a (kN·m/m)	141	206
	慣性力	F_e (kN·m/m)	－	144
	水平力の総和 $F_d = F_w + F_a + F_e$	(kN·m/m)	966	350
抵抗力の算定	地盤の水平せん断抵抗力	F_s (kN·m/m)	933	1,056
	受働土圧力	F_p (kN·m/m)	1,920	1,709
	抵抗力の総和 $F_r = F_s + F_p$	(kN·m/m)	2,853	2,765
安全率 F_r / F_d			2.95	7.91
必要安全率			1.20	1.00
判定			OK	OK

8. 基礎地盤の支持力に対する検討

壁体幅B=6.00（m）と仮定して、基礎地盤の支持力に対する照査を行います。照査結果を表-10.6.16に示します。なお、照査面は、根入れ下端部（標高－10.20）とします。

表-10.6.16　支持力の検討結果

				常時	地震時
鉛直成分	壁体内土重量（上載荷重を含む）	V	(kN/m)	1,333	1,508
	現地盤から照査面までの距離	Df	(m)	10.20	10.20
	現地盤から照査面までの平均土単位重量	γ_2	(kN/m³)	10.0	10.0
	偏心を考慮した基礎の有効載荷幅	Be	(m)	5.28	6.00
	鉛直成分集計値 $V-\gamma_2\cdot Df\cdot Be$		(kN/m)	795	896
	照査面に作用するモーメント	Mb	(kN·m/m)	483	0.0
地盤の極限支持力	照査面に作用する合力の水平成分	Hb	(kN/m)	0.0	0.0
	偏心を考慮した基礎の有効載荷幅	Be	(m)	5.28	0.0
	作用力の傾き $\tan\alpha=Hb/V$			0.00	0.00
	支持力係数	Nc		46.1	46.1
	支持力係数	Nq		33.3	33.3
	支持力係数	Nr		35.1	35.1
	照査面直下の内部摩擦角	ϕ	(°)	35.0	35.0
	照査面直下の土の単位体積重量	γ_1	(kN/m³)	10.0	10.0
	現地盤から照査面までの平均土単位重量	γ_2	(kN/m³)	10.0	10.0
	地盤の極限支持力 $Qu=Be\{k\cdot c\cdot Nc+k\cdot\gamma_2\cdot Df\cdot(Nq-1)+\frac{1}{2}\cdot\gamma_1\cdot Be\cdot Nr\}$			22,267	26,092
安全率 $F=\frac{Qu}{V-\gamma_2\cdot Df\cdot Be}$				28.00	29.11
必要安全率				1.20	1.00
判定				OK	OK

10. 標準断面図

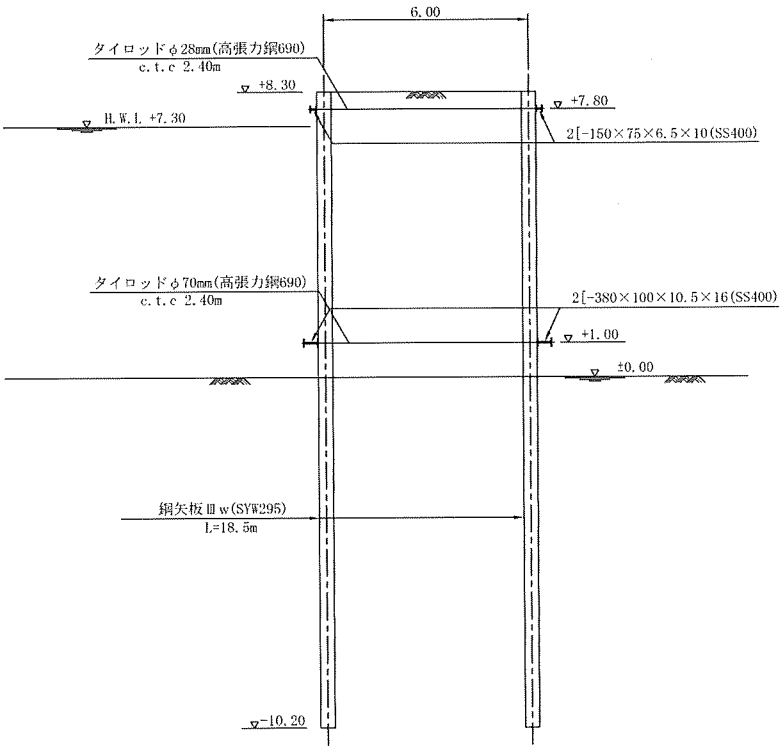


図-10.6.24　標準断面図

〔参考文献〕

1）（社）日本道路協会，道路土工 仮設構造物工指針，1999.3

2）首都高速道路（株），首都高速道路 仮設構造物設計要領，2007.9

3）国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説　開削トンネル，2001.3

4）（社）土木学会，トンネル標準示方書 開削工法・同解説，2006.7

5）（社）日本建築学会，山留め設計施工指針、2002.2

6）（財）国土技術研究センター，鋼矢板二重仮締切設計マニュアル，山海堂，2001.5

第11章　鋼矢板の施工

11.1　施工計画

11.1.1　調査

施工計画は一般に、設計段階での調査資料に基づき作成されます。この調査資料によって施工計画の内容が決定されます。したがって、調査資料が不十分な場合には、必要に応じて追加調査を行います。

施工計画作成のための調査項目は以下の通りです。

〔1〕施工条件

・地盤条件･･･施工地盤の土質柱状図、表層地盤の安定性

・地理的条件･･･資機材搬入等に関する周辺道路の状況

・地形的条件･･･作業ヤード周辺の地形や広さ、形状

・その他･･･工事用電力、上下水道等、および建設工事に関する法的規制条件

〔2〕現場作業条件

・ガス・上下水道・電話等の公共埋設物の有無

・電線・電柱・樹木等の確認

・隣接構造物の構造・基礎形式の確認

〔3〕環境条件

・用途地域の確認

・家屋密集度、近隣の生活時間帯、公共施設の有無

・周辺工場の作業内容（精密機器、電子機器等）

〔4〕自然条件

・気温、降雨、積雪等

・河川の水位と施工可能期間

・海象条件

11.1.2　工程計画

工程計画は調査結果に基づき決定され、まず最初に鋼矢板の施工法の選定を行います。鋼矢板の施工法が決まれば、工事期間と作業数量を定めて、使用機械の機種と台数、配置、段取り、施工順序を決定します。同様にその他の工種についても検討し、工程表にまとめます。

11.1.3 要員計画

要員計画にあたっては、指揮命令系統を明確にするとともに、要員については、施工規模、施工方法、工期を考慮して確保し、法規等によって規制される業務には有資格者を配置します。表-11.1.1には、鋼矢板施工に関する構成要員の例を示します。

表-11.1.1 プロジェクトチームの例

要　　員	担　　当
1.事務所	
現 場 代 理 人	工事統括責任者
土 木 職 員	測量、現場管理者
補 助 職 員	土木職員の補助
事 務 職 員	事務担当
補 助 職 員	（経理・労務他）
倉庫員、警備員、賄人	資材倉庫、警備、食事係
2.工事関係	
重機類オペレーター	矢板運搬、矢板打工、腹起しタイロッド工
鳶　　工	〃　、〃　、　〃
土　　工	〃　、〃　、　〃　、上部工
溶 接 工	腹起し取付け
鉄 筋 工	鉄筋加工組立
大　　工	型枠工
電 気 工	動力設備他電気工事
運 転 士	諸運搬

11.1.4 資機材調達計画

資機材調達計画の作成にあたっては、必要な数量を算出し、工程に合わせて必要な時期に適切な量の資機材が入荷できるよう検討し、各資材製造会社等に確認し発注します。その際、現場への搬入について経路の道路状況、運搬車両の運行時間、手続き関係を確認して、工程に無理・無駄が無いように検討します。

なお、鋼矢板の調達にあたっては、発注してから1～2ヶ月前後必要となります。また、タイロッドおよび付属品については、鋼矢板メーカーでは製造していないため、別途各製造会社に発注しなければなりません。タイロッドの納期は通常3ヶ月前後であり、工程を考えれば鋼矢板と同時期に発注するのが一般的です。

11.1.5 品質管理計画

工事に使用される資材や構造物の品質管理計画の作成にあたっては、定められた品質、規格、および出来形管理基準を遵守し、検査内容、頻度、管理基準、記録方法等を明記しておく必要があります。

11.1.6 防災安全計画

鋼矢板工事は、大型重機が主体であり、また一般に長尺重量物を取り扱う高所作業であるため、杭打ち機等の倒壊、建込み時の鋼矢板の尻ぶれによる人身事故、および高所における継手嵌合作業時の事故等の恐れがあり、このため鋼矢板工の施工にあたっては現場従事者に対する労働災害防止のみならず、施工場所周辺の第三者に与える災害防止にも十分注意を払う必要があります。特に仮設工事において指定仮設とならない場合は、施工業者の責任において実施されることが多いため、方法や設備が不備にならないように十分な調査と、場合によっては事業主体をまじえた協議検討が必要です。

鋼矢板工事を施工する場合は、安全衛生責任者を選定して次の項目を遵守するようにします。

① 労働災害防止のための作業規準の確認と徹底

② 元請・下請間の作業の連絡および調整

③ 作業場所の巡視

④ 次の作業の統一化と関係者への周知徹底

a. 運転合図：クレーン等の運転に関する合図

b. 標識：危険物の標示、立入禁止現場の標示

c. 警報：火災、土砂崩壊、出水、雪崩に対する警報および退避措置

d. 通路・足場・機械設備等の災害防止措置：架設通路、足場、杭打ち機・杭抜き機、クレーン、軌道装置、交流アーク溶接機等を使用する場合の災害防止措置

⑤ 工事中事故や災害が発生した場合の救急体制および連絡網の徹底

11.2 鋼矢板の取扱い

11.2.1 輸送

鋼矢板の輸送に際しては諸種の制限があり、特に道路輸送の場合は、輸送経路の交通規制（通行制限区域、橋梁等の荷重制限、高さ制限など）をはじめ交差点や曲り角の回転半径などを十分に調査しなければなりません。鋼矢板の陸上輸送可能長の目安を表-11.2.1に、運搬車種の主要寸法、最小幅員及び可能曲がり角の例を表-11.2.2に示します。

海上輸送の場合は、積卸し場や積卸し設備の状況、海上の気象・海象などの調査が必要です。また、台船及び引船の規格は、積載物の長さから表-11.2.3により決定することとします。

表-11.2.1 鋼矢板の陸上輸送可能長の目安[1)]

運搬手段	運搬可能長さの目安	備考
10t トラック	10m程度	
セミトレーラー	13m程度	一般に特殊車両通行許可が必要
ポールトレーラー	18m程度	一般に特殊車両通行許可が必要

表-11.2.2 運搬車種の主要寸法、最小幅員及び可能曲がり角の例[1)]

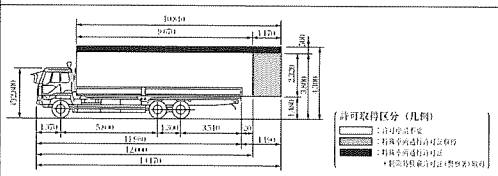
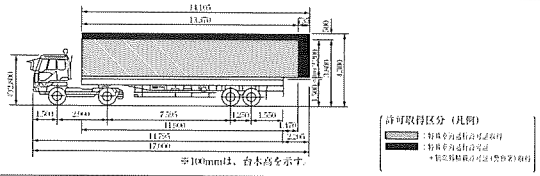
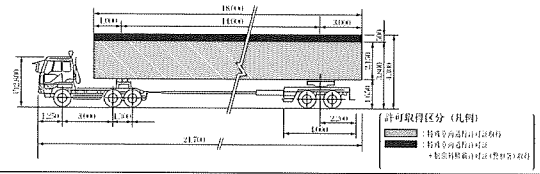
杭長の目安	車種 名称	主要寸法（例）	最小幅員	可能曲がり角の例
10m程度	10t トラック		4m程度を目安とする	a＋b≧14m
13m程度	セミトレーラ		4m程度を目安とする	a＋b≧18m
18m程度	ポールトレーラ		4m程度を目安とする	a＋b≧22m

表-11.2.3 鋼矢板の海上輸送手段と輸送可能長[2)]

種別	積載物の長さ	台船	引船
鋼矢板 鋼管矢板	28m未満	鋼 300t 積	鋼 D450 PS型
	28～31m 〃	〃 400t 〃	〃 D450 〃
	31～34m 〃	〃 500t 〃	〃 D500 〃
	34～39m 〃	〃 700t 〃	〃 D550 〃
	39～44m 〃	〃 1000t 〃	〃 D600 〃

11.2.2　保管および取扱い

鋼矢板は、製鉄所において形状矯正のうえ、厳重な検査を経て、正規の形状寸法のものが出荷されていますが、積卸しや積置き、運搬作業の際に、わん曲したり継手が変形し、それが原因で打込み困難となることもありますので、取扱い作業は特に注意が必要です。

施工現場での保管場所は平坦で鋼矢板に局部変形が生じないような場所を選定します。積重ねは一層ごとに、枕木を挿入し、その全体高さは2m未満とします。

鋼矢板の吊り方と保管方法の例を図-11.2.1～図-11.2.6に示します。

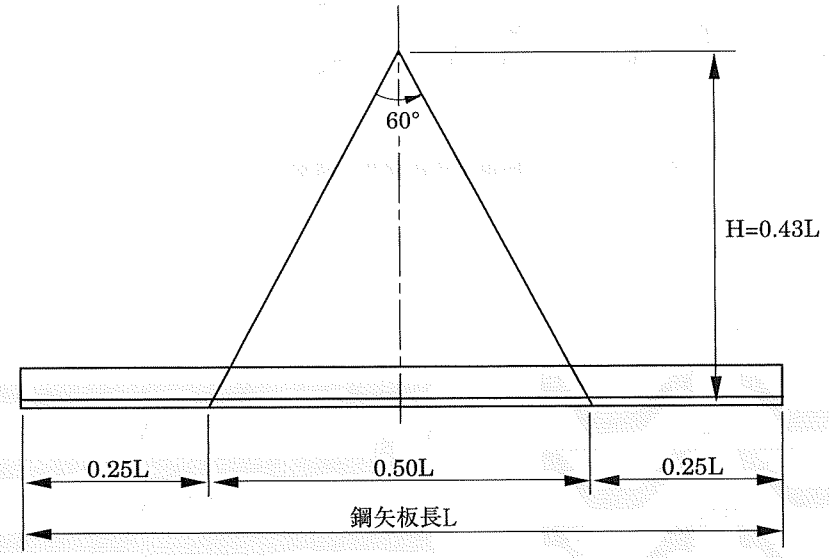
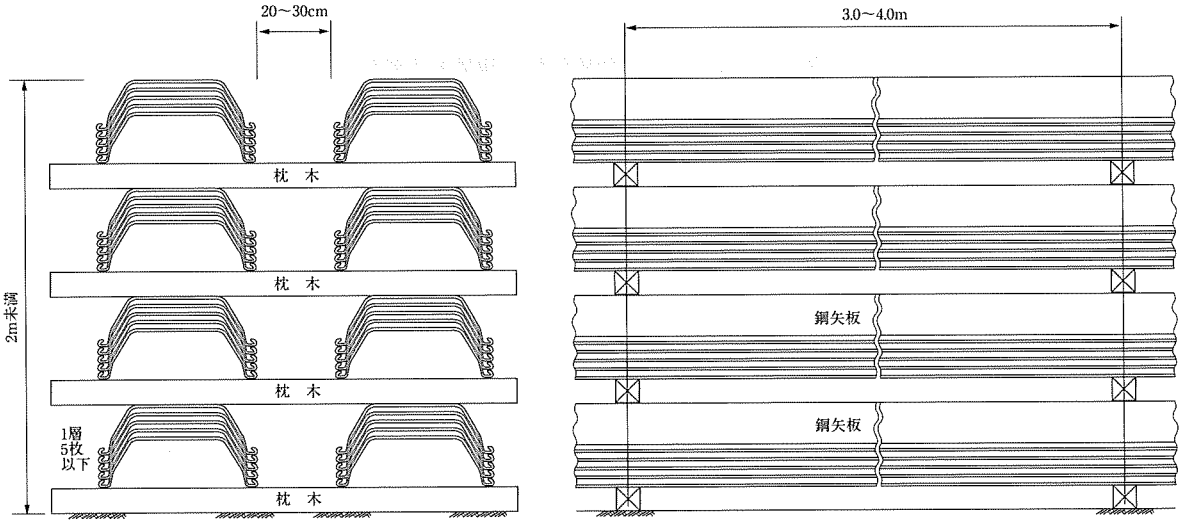


図-11.2.1　鋼矢板の吊り方例



※　上下の向きを逆にする場合もあり。

図-11.2.2　組合せ鋼矢板の積重ね保管例（その1）

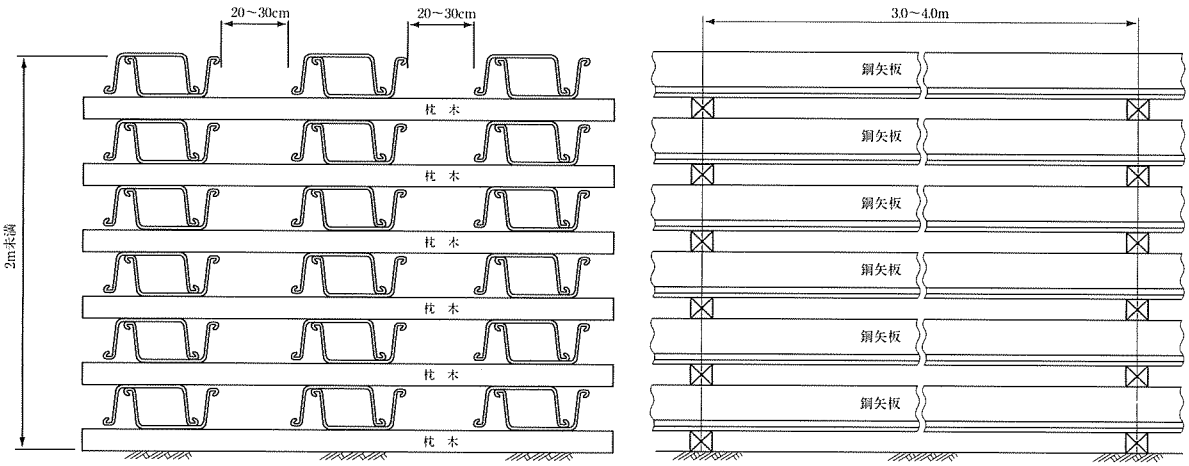
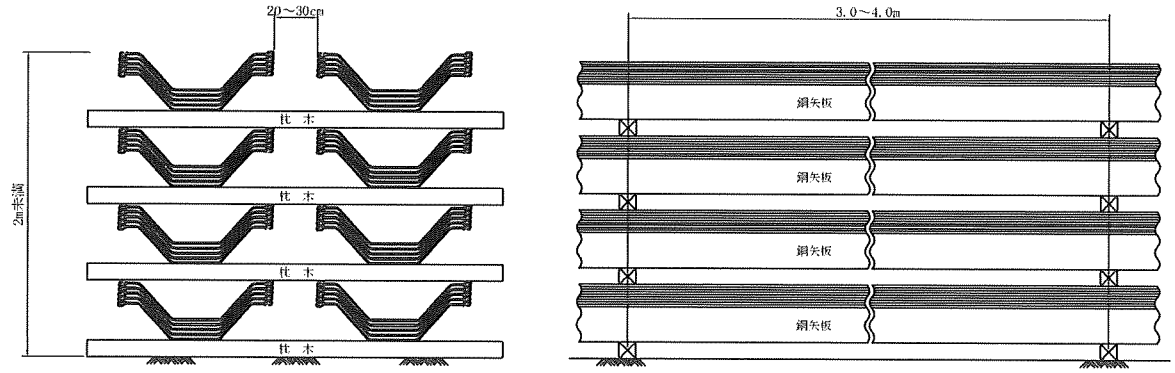


図-11.2.3　U形鋼矢板の積重ね保管例（その2）



※　上下の向きを逆にする場合もあり。

図-11.2.4　ハット形鋼矢板の積重ね保管例

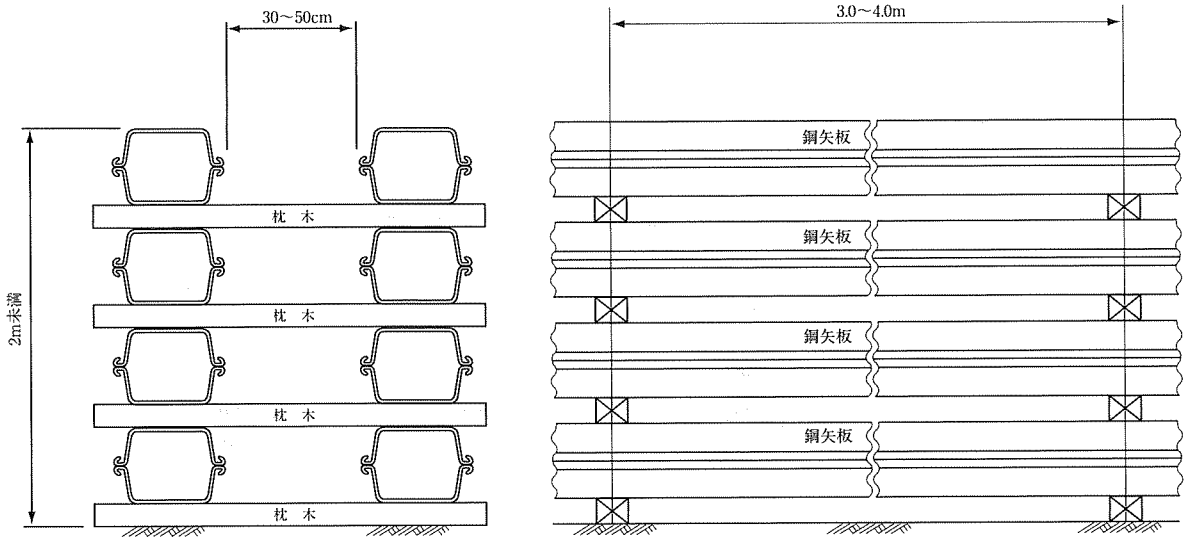


図-11.2.5　組合せ鋼矢板の積重ね保管例

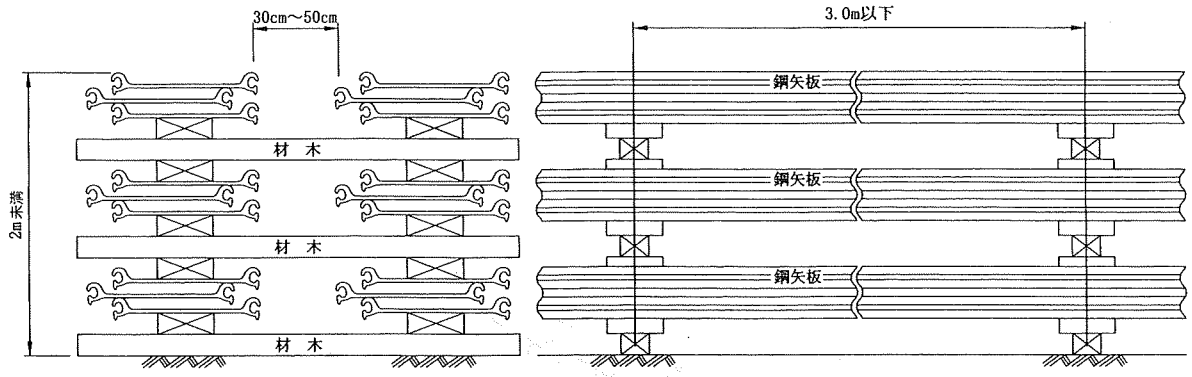


図-11.2.6　直線形鋼矢板の積重ね保管例

11.2.3　吊り込み長さ

鋼矢板の吊り込み時においては、自重による塑性変形を生じないように注意しなければなりません。ここでは、鋼矢板の吊り込み時において最も厳しい条件である、1点吊りの場合の吊り込み限界長さを、衝撃係数を1.2とし、短期許容応力度を超えないものとして検討した結果を表-11.2.4に示します。ただし、この結果はあくまで吊り込み時の検討であるため、施工可能な長さについては現場条件や地盤条件等を踏まえ、別途検討が必要です。地盤条件による各施工法の打ち込み可能長さの目安については、表-11.5.4および表-11.5.5をご参照下さい。

表-11.2.4　吊り込み時の鋼矢板（一枚物）の最大製品長の目安

型	長さ（m）	型	長さ（m）
Ⅱ	23.5	$Ⅱ_W$	24.0
Ⅲ	25.5	$Ⅲ_W$	28.5
Ⅳ	29.0	$Ⅳ_W$	30.0
V_L	29.5	10H	30.0
VI_L	30.0	25H	30.0

なお、表-11.4.2に従ったとしても、横継ぎを行った鋼矢板の場合には、接合箇所に非溶接部があるため、折損する恐れがあります。このような場合には、横継ぎ部の補強を行うか（表11.4.2参照）、横継ぎ施工を見直す必要があります。

また、横継ぎされた鋼矢板を吊り込む場合には、図-11.2.7に示すように、鋼矢板の爪（非溶接部）が上側にある状態で吊り上げることが望まれます。

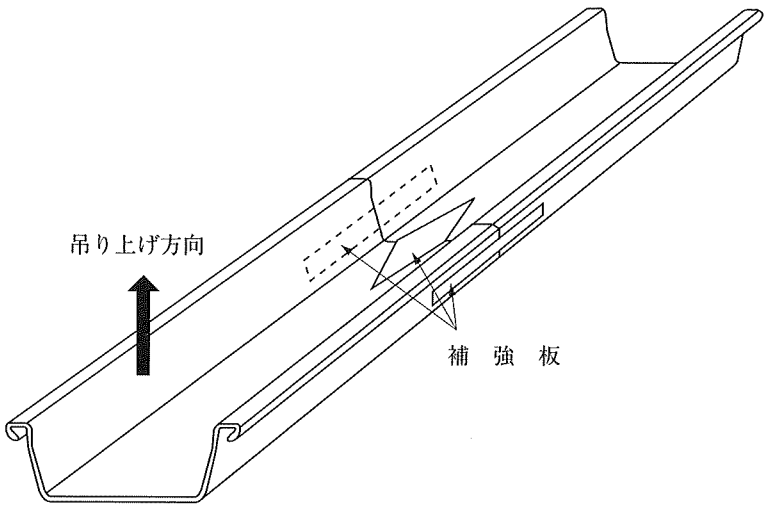


図-11.2.7　横継ぎ鋼矢板の吊り上げ方向

11.3　異形鋼矢板

異形鋼矢板は①鋼矢板壁の打ち込み法線の変更②鋼矢板壁の交差箇所③鋼矢板壁の法線方向の傾斜修正などに用いられます。異形鋼矢板は、ウェブを縦方向に切断し、目的にあった形状に組立て、溶接接合により製造します。

異形鋼矢板の形状決定の際には、施工方法、使用機械の制約も注意する必要があります。

11.3.1　U形鋼矢板

U形鋼矢板の異形鋼矢板の形状例を図-11.3.1～図-11.3.3に示します。

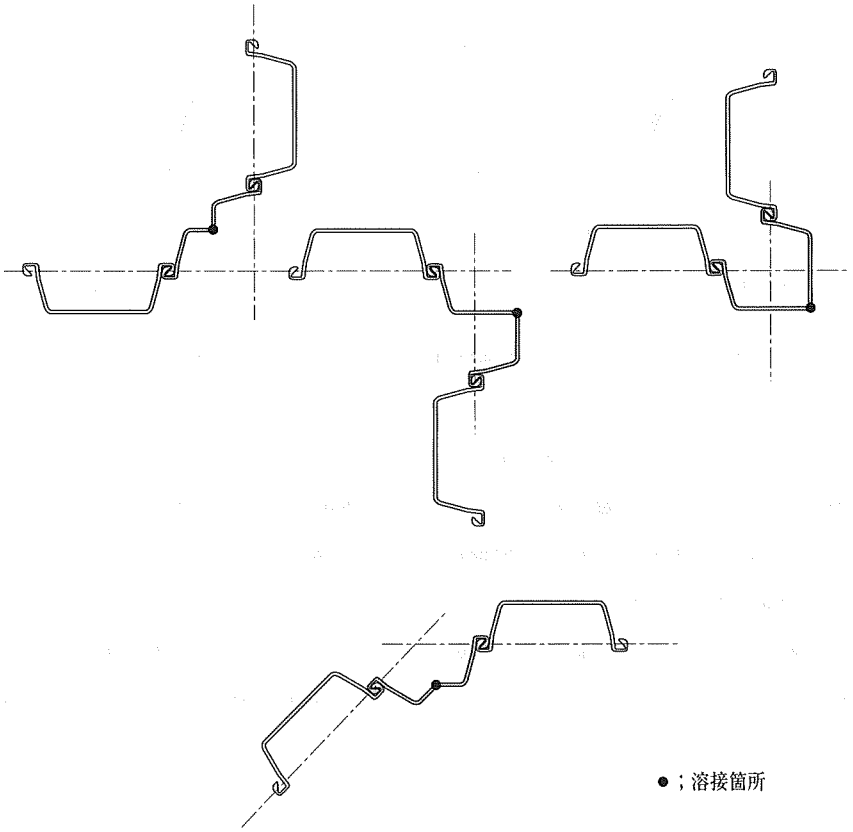


図-11.3.1　U形鋼矢板のコーナー部の形状例

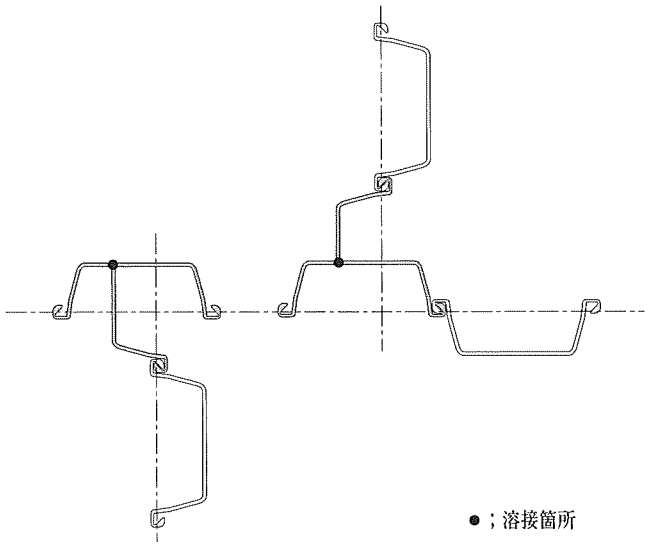
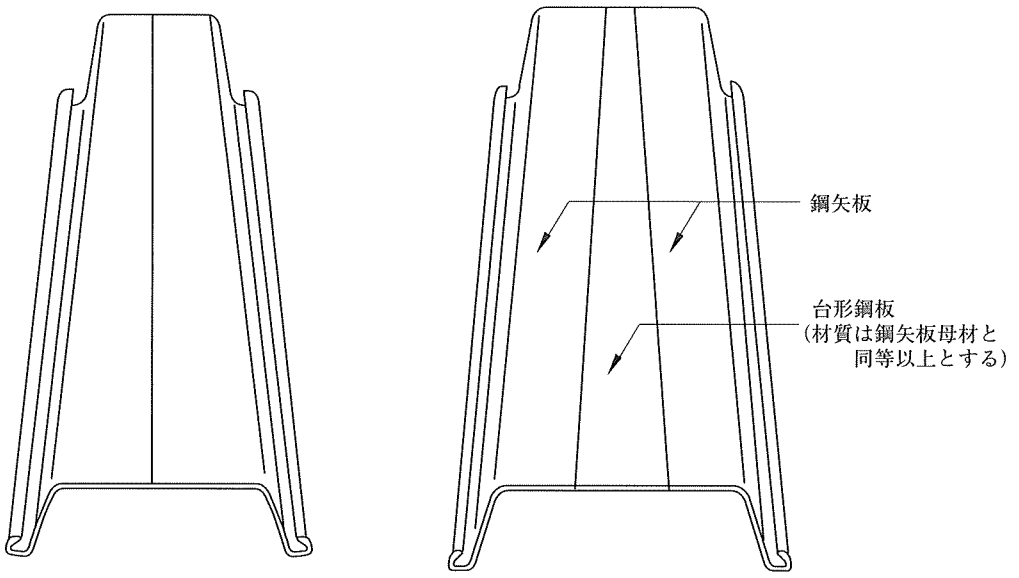


図-11.3.2　U形鋼矢板の接続部の形状例



(a) 鋼矢板を斜めに切断する場合
(鋼矢板は2枚必要)

(b) 台形鋼板を用いる場合
(鋼矢板は1枚より加工)

図-11.3.3　U形鋼矢板のくさび矢板の形状例

鋼矢板の打込み中の傾斜を修正する異形鋼矢板をくさび矢板と言います。

くさび矢板の製作方法には、2枚の鋼矢板のウェブを斜めに切断し組合せて製作する方法（図-11.3.3 (a) 参照）と、鋼矢板のウェブ中心を切断し中間に台形鋼板をはさんで製作する方法（図-11.3.3 (b) 参照）があります。台形鋼板の材質は鋼矢板母材と同等以上のものを用います。

くさび矢板の拡げ幅は、取扱いおよび施工性を考慮して決めます。目安として鋼矢板長さ1m当りで3cm以内とし、かつ母材幅の2倍程度を目安としますが、施工方法、施工機械の制約に十分留意する必要があります。

11.3.2　ハット形鋼矢板

ハット形鋼矢板は専用バイブロハンマチャックや圧入機械を用いて施工するため、機械制約に留意する必要があります。詳しくは各メーカーにお問い合わせください。

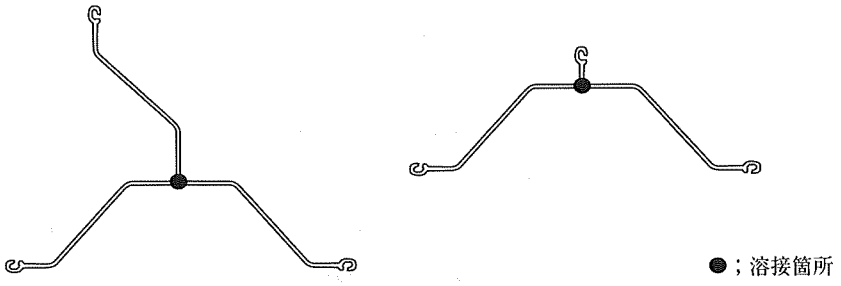


図-11.3.4（1）　山側に取り付ける場合（例）

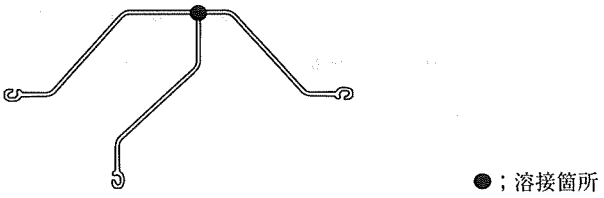


図-11.3.4（2）　谷側に取り付ける場合（例）

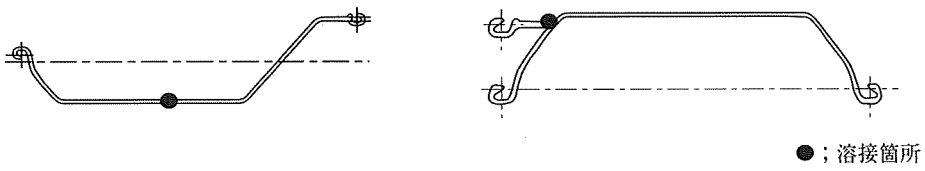


図-11.3.4（3）　10HとⅡwを接合する場合（例）

11.3.3　コーナー鋼矢板

U形鋼矢板壁のコーナー部が直角の場合には、圧延により製造される「コーナー鋼矢板」を使用することが出来ます。これは、溶接加工が不要で、重量が小さく品質も優れています。ただし、納期、施工施設、設置向きに留意する必要があります。（図-11.3.5参照）

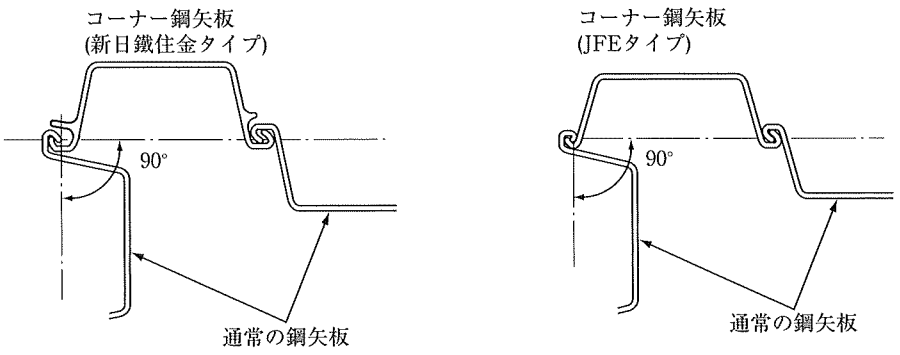


図-11.3.5　コーナー鋼矢板

11.4　鋼矢板の溶接継手

鋼矢板は圧延状態で使用することを原則としていますが、現場の施工条件により圧延限界を超える長い鋼矢板を必要とする場合や、圧延限界内であっても輸送時や打設施工時等に長さ制限を受ける場合には、工場や現場にて継ぎ溶接を必要とします。「道路土工　仮設構造物工指針」[3]（日本道路協会）に倣い、継ぎ溶接を行う場合には、壁体として応力集中を避けるため、図-11.4.1に示すように継ぎ箇所が隣接する鋼矢板の継ぎ箇所と同一水平面上に並ばないように千鳥に配置します。千鳥間隔は、1m以上が推奨されます。

継手断面形状は一部を除いて突合せ溶接を行い、不足断面を補強板で補うものとします。現場にて不足断面を補う場合の計算手法として、現場溶接の許容応力度を工場溶接の80%として算定する場合と90%として算定する場合の2タイプがありましたが、現在では現場溶接の信頼性から本設鋼矢板の場合は90%として算定し補強板を定める場合が多いようです。

また、鋼矢板断面に対する補強板の取り付け位置は、現場条件や施工機械との干渉に留意する必要があります。特に、硬質地盤対応の油圧圧入工法ではオーガ装置が鋼矢板の内側に配置される等の制約がありますので、ウェブ菱形補強板やアーム矩形補強板を機械と干渉しない位置に取り付ける必要があります。なお，溶接を実施する場合は，JIS A 5523（SYW）材を推奨します。

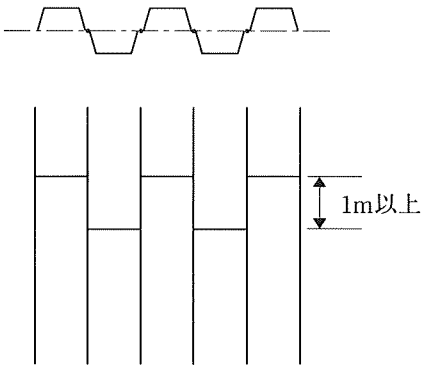
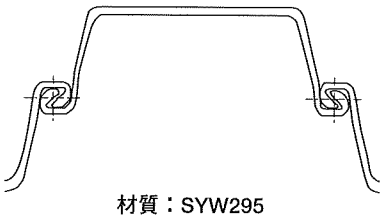
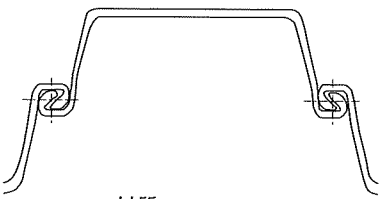
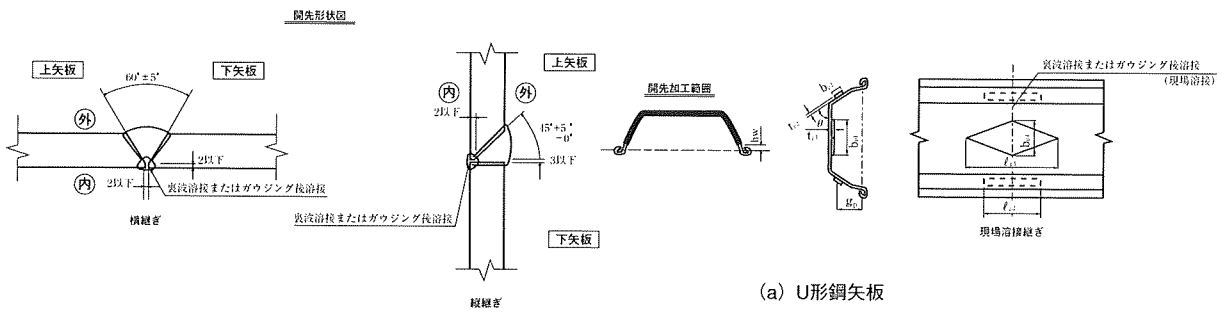


図-11.4.1　溶接継手の配置

標準化した継手の仕様を表-11.4.1、表-11.4.2、表-11.4.3に示します。

表-11.4.1　鋼矢板現場
（現場溶接部の許容応力度を

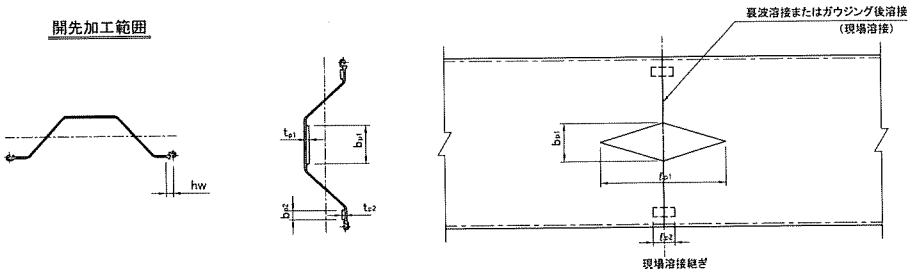
鋼矢板		突合せ溶接部断面性能			
		溶接縁高さ	断面積	断面二次モーメント	溶接長さ
形状	名称	h_w (mm)	A_w (m^2/枚)	I_w (m^4/枚)	ℓ_w (mm)
 材質：SYW295	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770
材質：SYW295	NS-SP-10H，JFESP-10H	40	922×10^{-4}	$6{,}909\times10^{-8}$	1,010
	NS-SP-25H，JFESP-25H	40	126×10^{-3}	$17{,}664\times10^{-8}$	1,165
 材質：SYW390	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770
材質：SYW390	NS-SP-10H，JFESP-10H	40	922×10^{-4}	$6{,}909\times10^{-8}$	1,010
	NS-SP-25H，JFESP-25H	40	126×10^{-3}	$17{,}664\times10^{-8}$	1,165



（a）U形鋼矢板

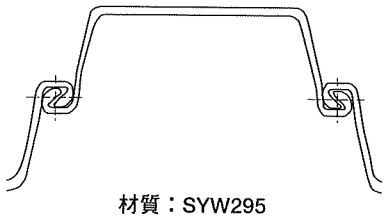
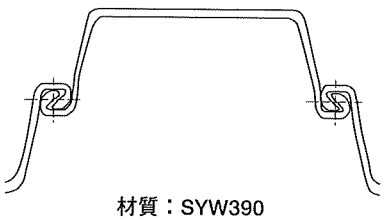
溶接継ぎ仕様
工場溶接の90%とする場合）

	継手諸元									
	ウェブ内側菱形補強板（SM490A）				フランジ外側・アーム矩形補強板（SM490A）					
	補強板サイズ			隅肉サイズ	取付高さ	取付角度	補強板サイズ			隅肉サイズ
	b_{p1} (mm)	ℓ_{p1} (mm)	t_{p1} (mm)	S_1 (mm)	g_p (mm)	θ (deg)	b_{p2} (mm)	ℓ_{p2} (mm)	t_{p2} (mm)	S_2 (mm)
	210	510	9	7	–	–	–	–	–	–
	180	530	12	8	–	–	–	–	–	–
	130	360	9	7	95	85	70	80	9	6
	180	480	9	7	120	70	100	130	9	6
	180	480	9	7	130	65	120	150	9	6
	100	280	9	7	85	55	50	80	9	6
	130	370	9	7	120	58	50	80	9	6
	130	360	9	7	145	59	90	150	9	6
	210	690	16	10	–	–	50	120	16	10
	240	790	16	10	–	–	60	160	16	10
	210	650	9	7	–	–	–	–	–	–
	130	520	16	10	–	–	–	–	–	–
	140	540	12	8	95	85	70	140	12	7
	180	600	9	7	120	70	110	210	9	6
	180	600	9	7	130	65	130	230	9	6
	170	560	9	7	85	55	50	100	9	6
	190	630	9	7	120	58	90	180	9	6
	140	550	12	8	145	59	100	260	12	7
	210	980	19	10	–	–	50	190	19	10
	250	970	19	12	–	–	65	260	19	10



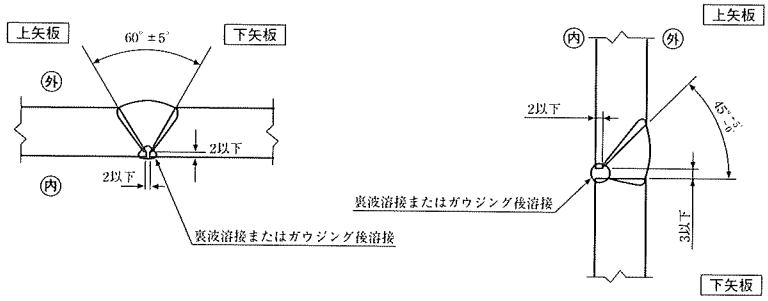
(b) ハット形鋼矢板

表-11.4.2　鋼矢板現場
（現場溶接部の許容応力度を
（硬質地盤対応の圧入

鋼矢板		突合せ溶接部断面性能			
		溶接縁高さ	断面積	断面二次モーメント	溶接長さ
形状	名称	h_w (mm)	A_w (m^2/枚)	I_w (m^4/枚)	ℓ_w (mm)
 材質：SYW295	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770
 材質：SYW390	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770

※ハット形鋼矢板の継手仕様につきましては、各社にお問い合わせください。

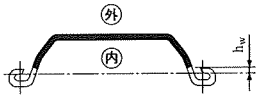
開先形状図

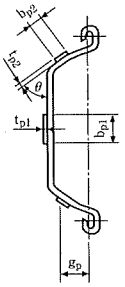


溶接継ぎ仕様
工場溶接の90%とする場合）
工法を考慮した場合）

	継手諸元									
	ウェブ内側菱形補強板（SM490A）				フランジ外側・アーム矩形補強板（SM490A）					
	補強板サイズ			隅肉サイズ	取付高さ	取付角度	補強板サイズ			隅肉サイズ
	b_{p1} (mm)	ℓ_{p1} (mm)	t_{p1} (mm)	S_1 (mm)	g_p (mm)	θ (deg)	b_{p2} (mm)	ℓ_{p2} (mm)	t_{p2} (mm)	S_2 (mm)
	210	590	9	7	–	–	–	–	–	–
	180	610	12	8	–	–	–	–	–	–
	120	380	9	7	95	85	70	80	9	6
	140	450	9	7	120	70	90	120	9	6
	140	450	9	7	130	65	100	130	9	6
	100	320	9	7	85	55	50	80	9	6
	130	410	9	7	120	58	50	80	9	6
	120	390	9	7	145	59	70	120	9	6
	230	870	12	8	–	–	–	–	–	–
	190	750	19	12	–	–	–	–	–	–
	180	730	19	12	95	85	70	130	16	8
	210	1,000	22	12	120	70	100	220	19	9
	190	900	22	12	130	65	160	330	19	9
	210	720	12	9	85	55	60	210	16	6
	190	650	16	12	120	58	90	260	16	7
	240	820	16	12	145	59	100	220	16	9

開先加工範囲





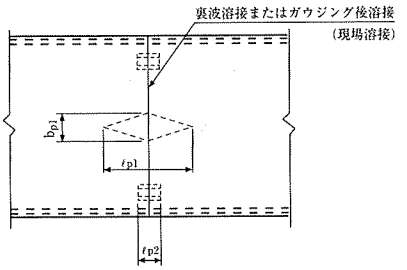
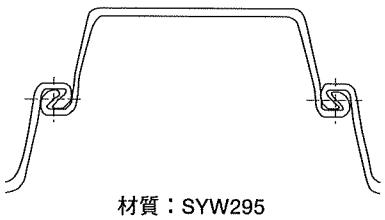
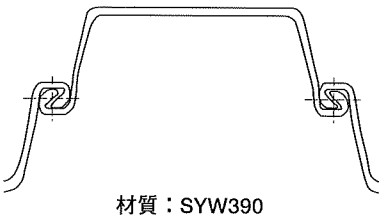
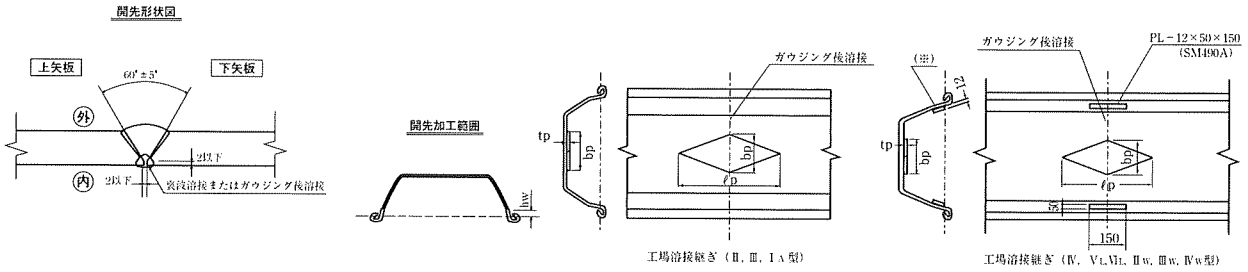


表-11.4.3　鋼矢板工場

鋼矢板 形状	鋼矢板 名称	突合せ溶接部断面性能 溶接縁高さ h_w (mm)	断面積 A_w (m^2/枚)	断面二次モーメント I_w (m^4/枚)	溶接長さ ℓ_w (mm)
 材質：SYW295	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770
 材質：SYW390	NS-SP-Ⅱ，JFESP-2	25	430×10^{-5}	$3{,}482\times10^{-8}$	465
	NS-SP-Ⅲ，JFESP-3	25	560×10^{-5}	$6{,}467\times10^{-8}$	505
	NS-SP-Ⅳ，JFESP-4	25	740×10^{-5}	$15{,}070\times10^{-8}$	590
	NS-SP-V_L，JFESP-5L	25	113×10^{-4}	$31{,}042\times10^{-8}$	670
	NS-SP-$Ⅵ_L$，JFESP-6L	25	126×10^{-4}	$42{,}801\times10^{-8}$	700
	NS-SP-Ⅱw，JFESP-2W	25	610×10^{-5}	$7{,}777\times10^{-8}$	660
	NS-SP-Ⅲw，JFESP-3W	25	840×10^{-5}	$19{,}404\times10^{-8}$	730
	NS-SP-Ⅳw，JFESP-4W	25	112×10^{-4}	$34{,}007\times10^{-8}$	770

※ハット形鋼矢板の継手仕様につきましては、各社にお問い合わせください。



(a) U形鋼矢板

(※) 吊り上げ時の接合部損傷を防止するため、継手近傍に設置する

溶接継ぎ仕様

	継手諸元							
	ウェブ内側菱形補強板（SM490A）				フランジ外側・アーム矩形補強板（SM490A）			
	補強板サイズ			隅肉サイズ	補強板サイズ			隅肉サイズ
	b_{p1} (mm)	ℓ_{p1} (mm)	t_{p1} (mm)	S_1 (mm)	b_{p2} (mm)	ℓ_{p2} (mm)	t_{p2} (mm)	S_2 (mm)
	210	450	9	7	−	−	−	−
	180	470	12	8	−	−	−	−
	130	450	19	10	50	150	12	8
	180	510	12	8	50	150	12	8
	170	410	16	12	50	150	12	8
	200	470	9	7	50	150	12	8
	170	490	12	8	50	150	12	8
	200	570	12	8	50	150	12	8
	210	580	9	7	−	−	−	−
	180	600	12	8	−	−	−	−
	130	570	19	10	50	150	12	8
	180	540	16	12	50	150	12	8
	180	550	16	12	50	150	12	8
	230	670	9	7	50	150	12	8
	230	800	12	8	50	150	12	8
	270	940	12	8	50	150	12	8

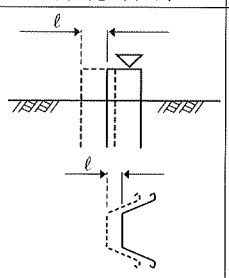
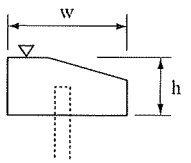
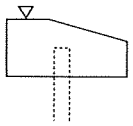
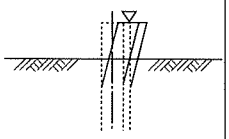
11.5 施工管理

11.5.1 鋼矢板工の出来形管理基準

〔1〕 河川、道路分野における規定

「関東地方整備局土木工事施工管理基準及び規格値（平成25年4月改定）」では、矢板工等の出来形管理基準及び規格値を表-11.5.1のように定めています。

表-11.5.1 出来形管理基準

編	章	節	条	枝番	工種	測定項目	規格値(mm)	測定基準	測定箇所	摘要
3 土木工事共通編	2 一般施工	3 共通的工種	4		矢板工〔指定仮設・任意仮設は除く〕 (鋼矢板) (軽量鋼矢板) (コンクリート矢板) (広幅鋼矢板) (可とう鋼矢板)	基準高 ▽	±50	基準高は施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1箇所、延長40m（又は50m）以下のものは1施工箇所につき2箇所。 変位は、施工延長20m（測点間隔25mの場合は25m）につき1箇所、延長20m（又は25m）以下のものは1施工箇所につき2箇所		
						根入長	設計値以上			
						変位 ℓ	100			
3 土木工事共通編	2 一般施工	4 基礎工	3	1	法留基礎工 (現場打)	基準高 ▽	±30	施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1箇所、延長40m（又は50m）以下のものは1施工箇所につき2箇所。		
						幅 w	−30			
						高さ h	−30			
						延長 L	−200			
3 土木工事共通編	2 一般施工	4 基礎工	3	2	法留基礎工 (プレキャスト)	基準高 ▽	±30	施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1箇所、延長40m（又は50m）以下のものは1施工箇所につき2箇所。		
						延長 L	−200			
3 土木工事共通編	2 一般施工	10 仮設工	5	1	土留・仮締切工 (H鋼杭) (鋼矢板)	基準高 ▽	±100	基準高は施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1箇所。延長40m（又は50m）以下のものは、1施工箇所につき2箇所。 （任意仮設は除く）		
						根入長	設計値以上			

〔2〕 港湾分野における規定

「港湾工事共通仕様書（平成26年3月）」の中の「港湾工事出来形管理基準」では、矢板工等の出来形管理基準を表-11.5.2のように定めています。

表-11.5.2　出来形管理基準

工　種	管理項目	測定方法	測定密度	測定単位	結果の整理方法	許容範囲	備　考
2. 鋼矢板							
イ）鋼矢板	打込記録	共第1編5-3-13-2-(10)	40枚に1枚		打込記録を提出		様式・出来形1-8-2参照
	矢板壁延長	スチールテープ等により測定（天端付近）	施工中適宜 打込完了時	1cm	管理表を作成し提出	＋矢板1枚幅 －0	
	矢板法線に対する出入り	トランシット、光波測距儀、スチールテープ等により測定	打込完了時、20枚に1枚及び計画法線の変化点	1cm	管理表を作成し提出	±10cm	全数を目視で確認
	矢板法線に対する傾斜	トランシット、光波測距儀、下げ振り、傾斜計等により測定	打込完了時、20枚に1枚及び計画法線の変化点	1/1000	管理表を作成し提出	10/1000以下	
	矢板法線方向の傾斜		施工中適宜 打込完了時（両端部）	1cm 1/1000	管理表を作成し提出	上下の差が矢板1枚幅未満 10/1000以下	
	矢板天端高	レベルにより測定	打込完了時、20枚に1枚	1cm	管理表を作成し提出	±10cm	全数を目視で確認
	矢板継手部の離脱	観察（水中部は潜水士）	全数		観察結果を報告		

工　種	管理項目	測定方法	測定密度	測定単位	結果の整理方法	許容範囲	備　考
1. 控鋼矢板	打込記録	共第1編5-3-14-2-(10) 打込記録	40枚に1枚		打込記録を提出		様式・出来形1-8-2参照
	矢板壁延長	スチールテープ等により測定（天端付近）	施工中適宜 打込完了時	1cm	管理表を作成し提出	＋矢板1枚幅 －0	
	矢板法線に対する出入り	トランシット、光波測距儀、スチールテープ等により測定	打込完了時、20枚に1枚及び計画法線の変化点	1cm	管理表を作成し提出	±10cm	全数を目視で確認
	矢板法線に対する傾斜	トランシット、光波測距儀、下げ振り、傾斜計等により測定	打込完了時、20枚に1枚及び計画法線の変化点	1/1000	管理表を作成し提出	10/1000以下	
	矢板法線方向の傾斜		施工中適宜 打込完了時（両端部）	1cm 1/1000	管理表を作成し提出	上下の差が矢板1枚幅未満 10/1000以下	
	矢板天端高	レベルにより測定	打込完了時、20枚に1枚	1cm	管理表を作成し提出	±10cm	全数を目視で確認
	矢板継手部の離脱	観察（水中部は潜水士）	全数		観察結果を報告		

11.5.2　鋼矢板の打込み

〔1〕試験打ち

鋼矢板の打ち込み可否は、一般的に標準貫入試験のＮ値に基づき検討されますが、粘土地盤や粒径の大きな砂礫地盤では、Ｎ値だけでは鋼矢板の打ち込み判断が困難な場合があります。このような場合には、試験打ちを行って、鋼矢板の打ち込み可否の検討をし、適正な規格の施工機械の選定や補助工法（ウォータージェットやアースオーガーなど）の併用、および必要に応じて使用に耐えうる鋼矢板断面の選定を行います。

〔2〕 打込み準備

（1） 打込み法線の設定

打込み法線とは鋼矢板を打込むための基準線のことで図-11.5.1に示すように通常は鋼矢板の前面（a）線としていますが、時には鋼矢板壁の中心線 （b）線をとることもあります。鋼矢板は図-11.5.2のように裏込めなどにより、前傾することがありますので、打込み法線をあらかじめ5～10cm位陸側に移して設定することもあります。

打込み法線が決定されると、現地に打込みの始点、終点およびその延長上に法線の見通し点を設定します。

打込み法線を水上に設定する場合は仮設のやぐらや観測台を設置する必要があります。

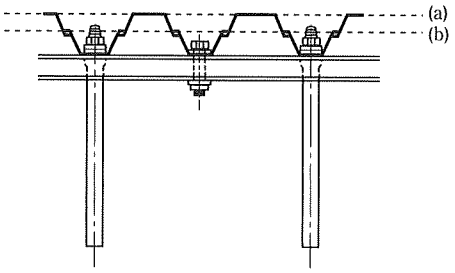


図-11.5.1　打込み法線[4)]

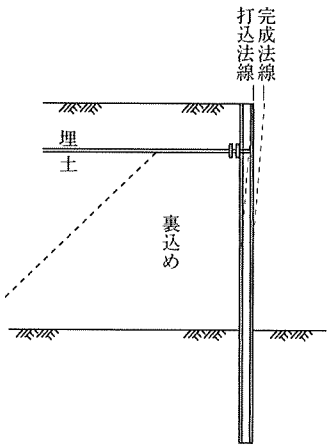


図-11.5.2　鋼矢板の前傾[4)]

（2） 導枠工

バイブロハンマ等の施工の際には、導枠を設置して正確な打込み位置と施工時の鋼矢板の安定を確保する必要があります。導枠工は通常挟導枠とし、2～4mの間隔で法線に平行に2列の導杭を打込み、その内側に導梁を取付けるものや、図-11.5.4に示すように、予めフレーム構造としたユニット導枠等を使用します。導杭、導梁には250～350サイズのＨ形鋼が多く用いられています。なお、施工現場によっては片導枠とすることもありますが、組合せ鋼矢板など、断面剛性が大きく長尺のものについては挟導枠を使用することを原則とします。

挟導枠工の場合、導梁の間隔は鋼矢板のかみ合わせた高さに2～5cmの余裕をみておきます。

また、導梁の取付け位置は鋼矢板を計画高まで打下げても、ハンマが導梁にかからないように鋼矢板天端より30～50cm位下方に設けます。

導材工の例を図-11.5.3～図-11.5.5に示します。

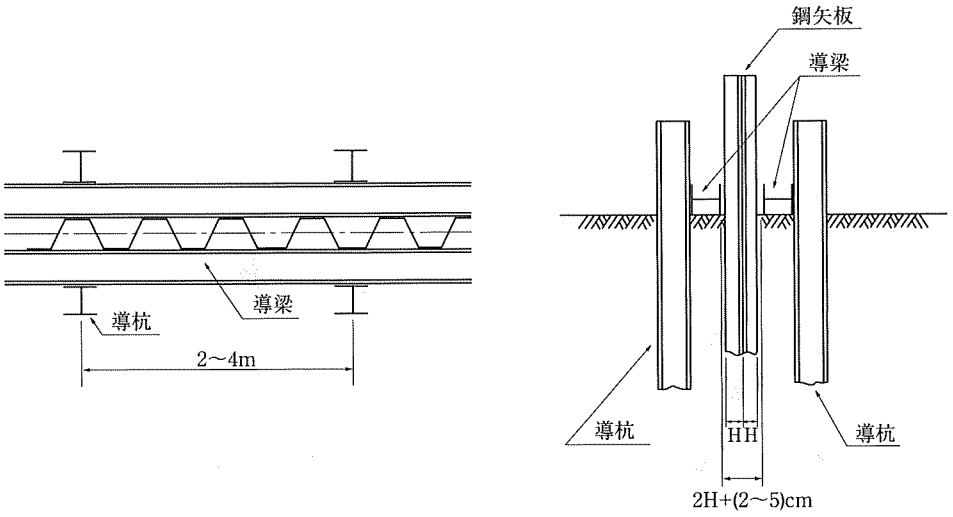


図-11.5.3　陸上導枠工
〔参考文献4)、表-3.2に加筆〕

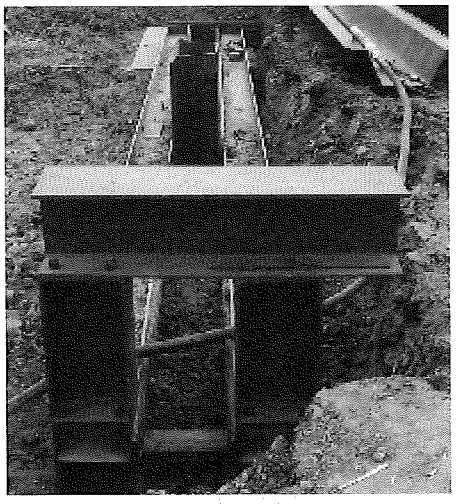


図-11.5.4　ユニット導枠

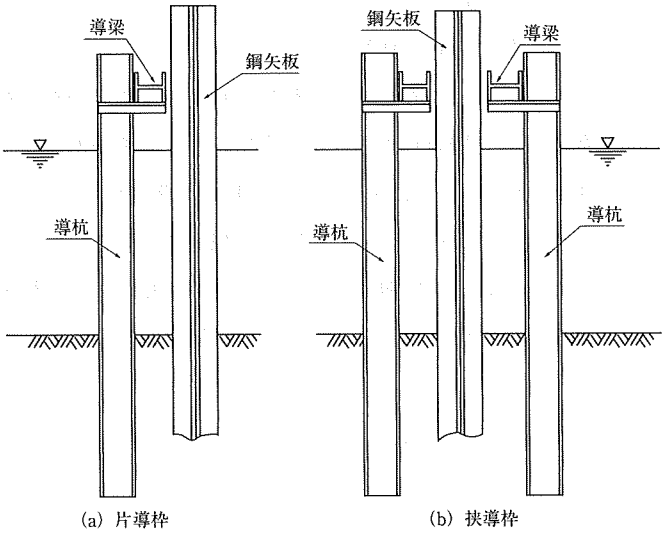


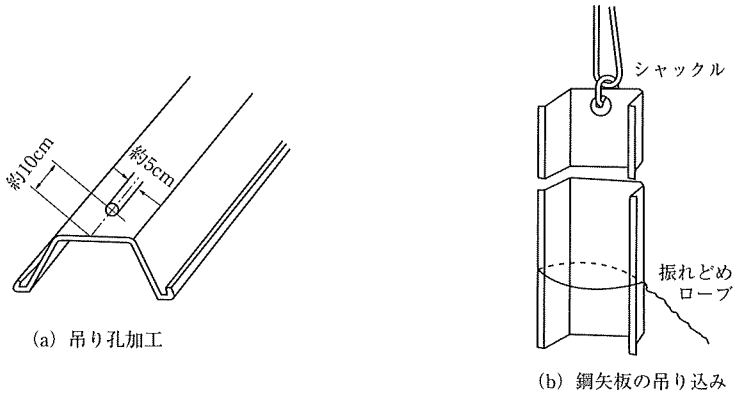
図-11.5.5　海上導枠工

（3） 建込み

建込み準備として、施工現場へ搬入した鋼矢板を吊込みに容易な位置にならべます。

吊り孔を利用して鋼矢板を吊る場合は、施工機械の制約等を考慮した位置に吊り孔をガス等で開けて、図-11.5.6のようにシャックルを用いて確実に連結します。

また、下端には適当なロープをつけて大振れを防ぐようにします。



(a) 吊り孔加工　　(b) 鋼矢板の吊り込み

図-11.5.6　吊り孔を利用して鋼矢板を吊り込む方法

建込み作業は、先に建込んだ鋼矢板に継手をかみ合わせて、鋼矢板が傾斜したり位置がずれないように所定の高さまでおろしていく作業です。

鋼矢板の建込み作業においては極力斜め引きを避け、またねじれや継手部の損傷を生じないよう注意しなければなりません。最初の鋼矢板は以降の鋼矢板の基準となりますので、トランシット等で位置や傾斜を観測し建込みを入念に行なう必要があります。建込む鋼矢板のぶれや回転を防止するため図-11.5.7のようにスペーサーを用いて鋼矢板を抑えます。

次設の鋼矢板についても同様の配慮を必要とします。

なお、鋼矢板は倒れるおそれのない所まで確実に根入れさせておきます。また、継手の嵌合作業が高所となる場合には作業者の安全確保に留意する必要があります。

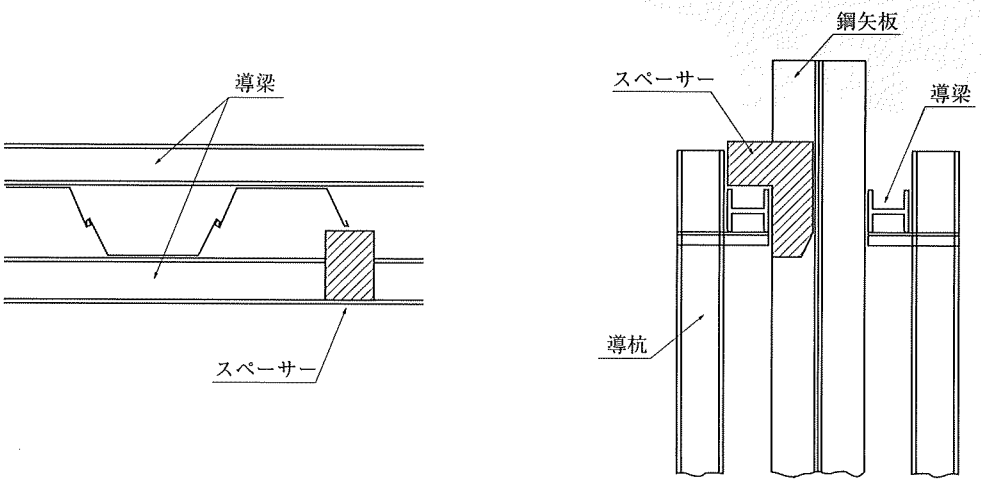


図-11.5.7　スペーサー利用による鋼矢板のぶれ防止

〔参考文献[4]、表-3.19に加筆〕

〔3〕 打込み

（1） 陸上施工と水上施工

鋼矢板の打込みは、施工個所の地形などによって陸上施工と水上施工に大別されます。水上での施工は、構造物の種類によっては陸側より仮桟橋を先に構築して作業足場とし、その上に杭打ち機を載せて打つ場合もあります[5)]。

船打ちは、観測台や堅固な導枠を必要とし、波浪等により作業の制約を受ける等の短所もありますが、施工箇所の水深が浅く、杭打ち船の作業に支障をきたす場合で、掘削する計画がある場合は、あらかじめ鋼矢板法線前面の浚渫を行なって、船打ちを採用する方が工期、工費の面で有利になることもあります。

桟橋上で鋼矢板を打込む場合は、桟橋の高さ分だけ杭打ちやぐらの高さが低くてすみ、杭打ち機が流水に影響されないので正確な打込みが期待できます。しかし、軟弱地盤の場合は、桟橋の杭長が長くなり、杭間の補強も大がかりとなります。

また、施工個所の水深が浅い場合には土砂をまき出して築島し陸打ちとすることがありますが、陸打ちは準備工、導枠工等が小規模ですむ反面、杭打ちやぐらの高さが高くなり鋼矢板の建込みクレーンを別途に必要とすることがあり、また水の汚濁や河川においては流域面積の減少等の問題がありますので十分な検討が必要です。

桟橋打ちの例を図-11.5.8に示します。

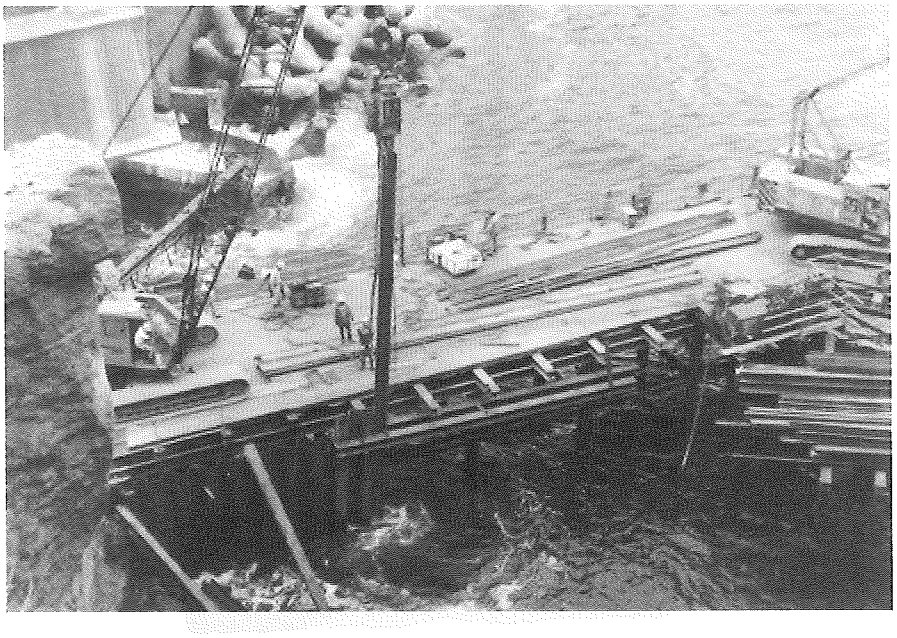


図-11.5.8 桟橋打ち

（2） 1枚打ちと2枚打ち

打撃工法の場合、1枚打ちはハンマの容量が小型でよいという利点がありますが、ハンマの重心と鋼矢板の重心が合わないと偏心が生じるため、鋼矢板の傾斜・回転・蛇行が起りやすい欠点があります。2枚打ちは、あらかじめ建込んだ鋼矢板を2枚1組として同時に打込む方法で、1枚打ちに比べ、ハンマは大型となる場合がありますが、鋼矢板の傾斜・回転・蛇行が少なく打込み能率を上げることができます。

最近はバイブロハンマ工法、油圧式杭圧入引抜工法が主であり、1枚打ちで施工されています。

（3） びょうぶ多段打ちと単独打ち

びょうぶ多段打ちは、まず鋼矢板を自立できる深さまで導枠に沿って20～30枚建込みます。次に両端の1～2枚を中間の鋼矢板より先行して打込んだのち、中間部の鋼矢板を同じ深さまで打込みます。この作業を繰り返しながら、全体を数段に分けて打ちならして所定の深さまで鋼矢板を打込む方法です。この場合先行する両端の鋼矢板は、鉛直に打込まれるよう十分な施工管理が必要です。

この方法は導枠および建込み設備に大型のものを必要とするほか、杭打ち機（または杭打ち船）をたびたび移動させる等施工上の煩雑さがありますが、鋼矢板の傾斜・回転・蛇行を防止し、鋼矢板を正しく打込むのにも最も適した方法です。びょうぶ多段打ちの例を図-11.5.9に示します。

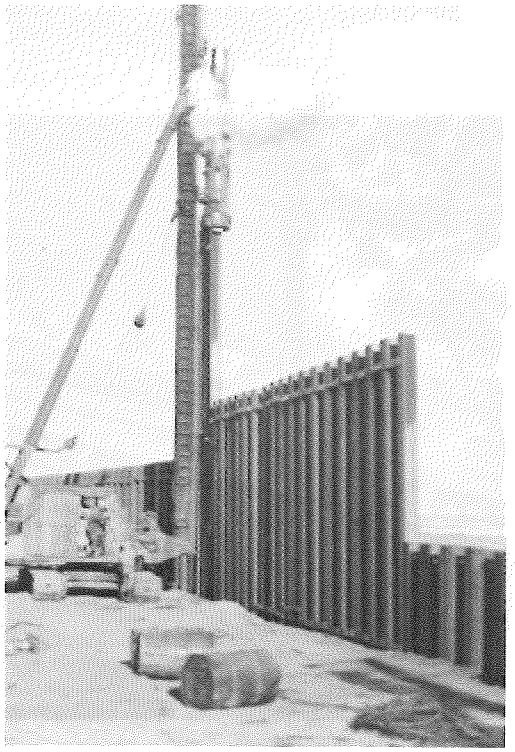


図-11.5.9 びょうぶ多段打ち

単独打ちは、1～2枚の鋼矢板を建込むたびに一挙に所定の深さまで打込む方法で、その方法はびょうぶ打ちに比し建込み設備などが小規模ですみ、杭打ち機を数回にわたって移動させる煩わしさはありませんが、鋼矢板の傾斜や回転を生じやすくなるため、施工管理には十分な配慮が必要です。

〔4〕 打込み時の留意事項

（1） 悪天候時等の留意事項

① 大雨、大雪、強風等の悪天候の時は作業を中止する。

② 強風時は転倒を防止するため、ブーム等を地上に倒すか固定する。

③ 地震の後は機械を点検し、異常がないかを確認する。

「参考」労働安全衛生法令で定める悪天候等

・ 悪天候 ・大雨 ＝ 1回の降雨量が50mm以上の雨
・大雪 ＝ 1回の降雪量が25cm以上の雪
・強風 ＝ 10分間の平均風速が10m/s以上の風

・ 中震以上の地震 震度4以上の地震

（2）特殊な作業時の留意事項

1）架空送配電線近接作業の留意事項

送・配電線付近での作業を行う場合は、事前に状況を調査して電力会社へ連絡し、安全の打ち合わせをし、作業員全員に周知徹底させると共に、次の事項を厳守します。

① 電圧、位置、距離等を把握して危険表示をする。

② 配電線は移設するか、感電防止のための囲いを設ける。もしくは絶縁用防護管等を装着する。

③ 専任の監視人を配置し、十分に監視させる。

④ 安全な隔離距離を確保する。

表-11.5.3 送配電線からの隔離距離[6)]

	電圧 (V)	最小隔離距離（m）	
		安衛法の距離	電力会社の指導距離
配電線	200以下	1.0以上	2.0以上
	6,600以下	1.2以上	2.0以上
送電線	22,000以下	2.0以上	3.0以上
	66,000以下	2.2以上	4.0以上
	154,000以下	4.0以上	5.0以上
	275,000以下	6.4以上	7.0以上
	500,000以下	10.8以上	11.0以上

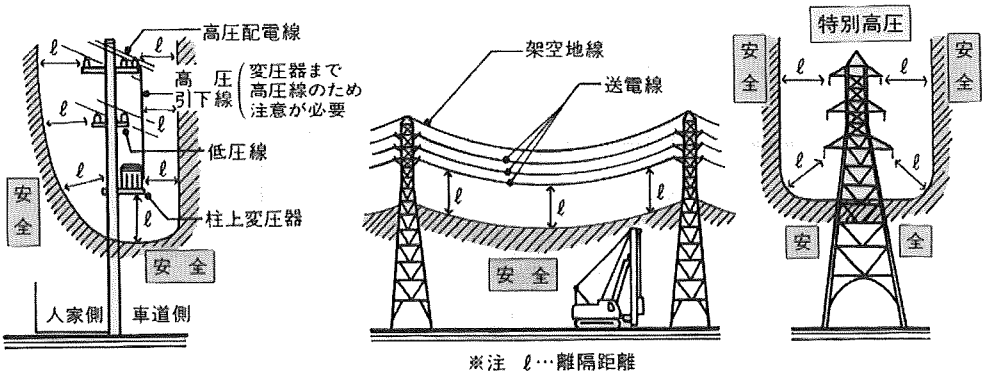


図-11.5.10 送配電線からの隔離距離[6)]

2）鉄道営業線近接作業の留意事項

① 建築限界を侵さないようにする。

② 列車見張員、誘導者、重機械安全指揮者と合図、連絡方法を打ち合わせ、その指示及び誘導に従って作業を行う。

③ 列車が接近したら、作業を一時中断する。

④ 踏切を横断するときは、一旦停止し安全を確認する。

⑤ 緊急時に備え、信号炎管を用意する。

⑥ 危険範囲内での作業は、必ず停電して行う。

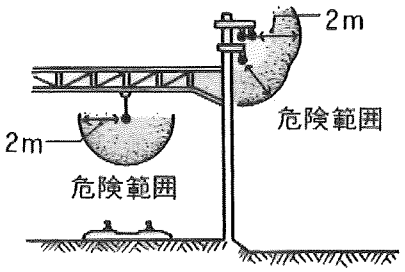


図-11.5.11 鉄道施設の危険範囲

〔5〕 打込み時のトラブル対策

打ち込み時のトラブルについては原因を見極めることが重要で、やみくもに対策を行ってはいけません。

（1） 傾斜対策

U形鋼矢板等を打込む場合、鋼矢板は以下に述べる理由により通常打込み進行方向に傾斜する傾向があります。とくに単独打ちの場合にその傾向が大きくなります。

① ハンマの打撃力作用位置とすでに打ち込んだ鋼矢板との間に働く継手摩擦力の作用位置が異なるため、この間に偶力が発生し鋼矢板を法線進行方向に傾斜させようとする。

② 鋼矢板は地表面において正規の打込みがなされていても、地盤の硬軟によって鋼矢板下端では多少の回転を生じて蛇行する傾向がある。このため上端法線はまっすぐでも下端法線は湾曲するので、鋼矢板上端打込み延長のほうが下端部より前に進み、鋼矢板を法線進行方向に傾斜させようとする。

③ 鋼矢板に作用する土圧は深部にいくにしたがい増大し、鋼矢板下端部は横方向に押されて幅が減少気味になるのに対し、鋼矢板頭部はハンマの打撃により断面が伸びる傾向になるため、鋼矢板は上端幅が下端幅より広くなって法線進行方向に傾斜しようとする。

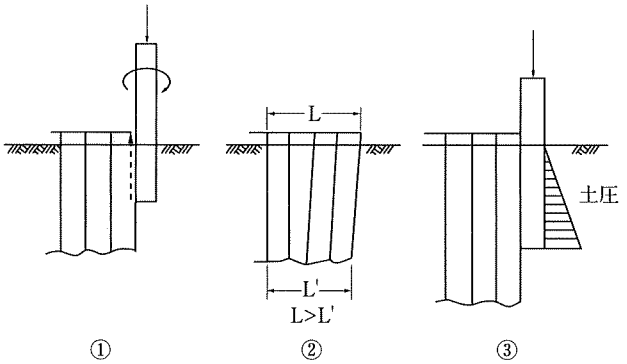


図-11.5.12 傾斜の原因

打込み中の鋼矢板に傾斜が生じると継手摩擦抵抗が増大し、次設の鋼矢板の打込みに大きな支障となりますので、傾斜修正が必要となります。傾斜が少ないうちに修正する方法としては、

① すでに建込んだ鋼矢板の頭部を傾斜反対方向にワイヤ等で引張る。

② 単独打ちの場合はびょうぶ多段打ちにきりかえ傾斜が発生しないようにする。

③ 継手摩擦抵抗を低減させるために、打込む鋼矢板の非嵌合側の継手下端部に矢栓を取付け、継手部に土砂が入るのを防ぐ。

などの方法があります。

以上の方法にもかかわらず傾斜が上下で鋼矢板1枚の幅以上になった場合には、監督官と協議の上、くさび矢板を用いて修正しなければなりません。

くさび矢板は、頭部と下端部の幅に差異があるため単独建込みをし、一度にその全長を打込みます。また、くさび矢板は一般に正規のものと断面性能が異なるため、2枚以上連続しての使用は出来る限り避ける必要があります。

（2） 共下り対策

鋼矢板の打込み中、継手摩擦抵抗のために、すでに打込まれている隣接の鋼矢板を一緒に引込むことがあります。この現象を共下りまたは共連れと呼びます。これは打込み済みの隣接鋼矢板の先端抵抗と周面摩擦抵抗より継手摩擦抵抗が大きくなると生じる現象であり、鋼矢板の打込み中、傾斜や曲がりが発生し継手摩擦抵抗を増大させたときに生じ、軟弱地盤において鋼矢板を施工する場合におこりやすくなります。

共下りの防止には次のような方法があります。

① 鋼矢板が傾斜している場合はこれを修正し継手摩擦抵抗を減少させる。

② 軟らかい地盤の場合は、鋼矢板を計画打止め高さよりも高い位置で打止め、共下りの余裕をみておき最後に所定の位置まで打ちならす。

③ 共下りしつつある鋼矢板に隣接する既設鋼矢板との継手部を溶接するか、あるいは形鋼や鋼板を用いて溶接やボルト締めで数枚の鋼矢板を一体化しながら打つ。

④ 打込む鋼矢板の非嵌合側の継手下端部に矢栓を取付け、継手部に土砂が入るのを防ぐ。

以上の方法を用いても共下りする場合は、バイブロハンマなどの引抜き機械により規定の高さまで抜き上げるか、または同型の鋼矢板を共下りで沈んだ部分に継足し溶接しなければなりません。

（3） 回転対策

鋼矢板を所定の位置に正確に打込むため、また特に海上打ちの場合は風波に対する施工時の安定を確保するため、鋼矢板の建込み・打込みに際してはあらかじめ導枠を設置して施工精度の確保をはかります。この場合、鋼矢板と導梁との間には図-11.5.7に示したスペーサーを用います。このようにして建込み作業を進めないと、鋼矢板が継手を中心にして回転し、位置のずれを生じることがあります。

特に、軟弱層から硬質層への貫入を行う場合や、地中に転石や障害物がある場合には打込み中に鋼矢板が押されて、継手を中心に回転しようとする傾向があります。

鋼矢板に回転が生じると継手摩擦抵抗が増大し、鋼矢板の打込みを困難にするばかりでなく、施工延長の打伸び・打縮みを発生させ、また鋼矢板の傾斜も生じさせます。このため異形鋼矢板製作や、追加の鋼矢板を必要とするので多大な費用がかかり、また工期の遅延をまねくことにもなります。さらに

は、鋼矢板の回転量が大きく法線に大きな乱れが生じると、腹起しの取付けが困難となり、上部コンクリートの前面法線をそろえるためにコンクリート使用量が多くなることもあります。

船打ちの場合は、海底面より上の導杭長が長いほど、また海底面以下の土質が軟弱であるほど、導枠工の抑止力が低下するので導杭工によって鋼矢板の回転を防止することは困難です。したがって建込み時に法線方向、法線直角方向の2方向からトランシットで入念に観測し、回転を生じないように作業を行なう必要があります。また回転が生じた場合は、いったん抜き上げて再打込みを行なわなければなりません。

（4） 打伸び・打縮み対策

鋼矢板の継手部は、止水および砂もれ防止の観点からは遊間の小さいものが望ましいが、施工時の打込みに対しては遊間が小さすぎると継手摩擦力が大きくなり好ましくありません。このような二律背反的な要求を満たすため、鋼矢板の継手部には2～3mmの遊間が経験的に設けられており、このため鋼矢板の建込みおよび打込みの際、嵌合状態が圧縮状態であれば打縮み、引張り状態であれば打伸びが生じます。

打伸び・打縮みは、所定の施工延長に対する鋼矢板枚数に過不足を生じる場合もあります。さらに、タイロッド式鋼矢板壁の場合、控え工のタイロッド取付け部との間に位置のずれを生じさせ、タイロッドの施工を困難にすることにもなります。

鋼矢板の打伸び・打縮み対策には次のような方法がとられています。

① 打伸びのある場合には建込んだ鋼矢板を圧縮状態となるように、または打縮みの場合には引張状態となるように次の鋼矢板を建込みます。鋼矢板20～30枚ごとに打伸び・打縮み量をチェックしながら建込みを行なえば正規の施工延長が得られます。

② 打伸び・打縮みを生じさせる原因が鋼矢板施工時の回転、蛇行の場合は、前項で述べたように導枠工の導梁と鋼矢板の間に適当なスペーサーを挿入すれば、効果があります。

上述の方法にもかかわらず打伸びを生じることが予測される場合は、正規の有効幅より小さい幅を有する異形鋼矢板を、また打縮みを生ずることが予測される場合は、正規の有効幅より大きい幅を有する異形鋼矢板または追加鋼矢板を複数枚用いて、打伸び・打縮み量を修正しなければなりません。

（5） くさび現象対策

一様な粒径を有する細砂層に鋼矢板を打込む場合、すでに打込まれた鋼矢板の継手内部に詰まった土砂や次の鋼矢板の打込みにともない脱水固結化して継手抵抗を著しく増大させることがあり、これをくさび現象とよびます。

このようなくさび現象は鋼矢板を単独打ちする場合に多く生じますが、この対策としては次のようなものがあります。

① 打込む鋼矢板の非嵌合側の継手下端部に矢栓を取付け、継手部に土砂が入るのを防ぐ。

② ウォータージェットを併用することにより砂の固結化を防止する。

③ 単独打ちをびょうぶ多段打ちに切替え、ならし打ち量を2～3mとすることにより、砂の固結度合いを少なくし打込み困難を解消する。

〔6〕 打込み可能長さ

鋼矢板の打設可能長さは、地盤条件、鋼矢板型式、施工方法等の種々の要因により異なりますので、定量的な算出は容易ではありません。そこで、バイブロハンマ工法と油圧圧入工法について、鋼矢板の施工機械メーカーを中心とした各協会が経験的に定めている打込み可能長さの目安とその適用地盤条件（砂質土の場合）を表-11.5.4、表-11.5.5に示します。

なお、長尺矢板の場合や硬質な砂礫地盤や粘性土地盤等に打ち込む場合には、施工現場付近の施工実績調査や試験打ちの実施により打込み可否判定を行うことが望まれます。

表-11.5.4 バイブロハンマ工法による打ち込み可能長さの目安[7)]

施工法	鋼矢板型式	打込み可能長さ (m)	適用地盤条件（砂質土）	
			最大N値	平均N値
バイブロハンマ単独工法	Ⅱ、Ⅱw	10	20以下	8以下
	10H	16		
	Ⅲ、Ⅲw	17	30以下	12以下
	25H	20		
	Ⅳ、Ⅳw	22	40以下	16以下
	ⅤL	27	50以下	20以下
	ⅥL	32	50以下	20以下
ウォータージェット併用バイブロハンマ工法	Ⅱ、Ⅱw	14	40以下	16以下
	10H	22		
	Ⅲ、Ⅲw	21	60以下	24以下
	25H	30	80以下	32以下
	Ⅳ、Ⅳw	26		
	ⅤL	31	80以下	40以下
	ⅥL	36	80以下	40以下

表-11.5.5　油圧式杭圧入引抜工法による打込み可能長さの目安

施工法	鋼矢板型式	打ち込み可能長さ (m)	適用地盤条件（砂質土）
			最大N値
単独圧入	Ⅱ	10	25以下
	Ⅲ	15	25以下
	Ⅳ	20	25以下
	ⅤL、ⅥL	25	25以下
	Ⅱw	12	25以下
	Ⅲw、Ⅳw	25	25以下
	10H	12	25以下
	25H	25	25以下
ウォーター ジェット 併用圧入	Ⅱ	12	50以下
	Ⅲ	18	50以下
	Ⅳ	20	50以下
	ⅤL、ⅥL	25	50以下
	Ⅱw	14	50以下
	Ⅲw、Ⅳw	25	50以下
	10H	14	50以下
	25H	25	50以下
硬質地盤対応 圧入	Ⅱ	10	180以下※
	Ⅲ	15	180以下※
	Ⅳ	20	180以下※
	ⅤL、ⅥL	25	180以下※
	Ⅱw	12	180以下※
	Ⅲw、Ⅳw	25	180以下※
	10H	14	180以下
	25H	25	180以下

※全国圧入協会積算基準では600以下

（全国圧入協会ヒアリング）

11.5.3　鋼矢板の引抜き

施工不良で打直しのために鋼矢板を引抜く場合、または仮設材として使用した後、これを引抜く場合は、打込み時の状態、打込み後の経過時間、継手部のかみ合い状況、打込み場所の土質状態などを十分考慮して適切な引抜き方法を選定しなければなりません。

しかし、大容量の引抜き機械を用いても鋼矢板が破損し引抜きが不可能な場合、または鋼矢板を引抜くことによる周辺地盤のゆるみ、沈下などが問題となる場合は残置とする方が得策なこともあります。

（1）　引抜き力

引抜き抵抗は土の周面摩擦抵抗と継手の摩擦抵抗の和であり、正確に推定することは困難ですが一般的な条件では経験的に静的支持力による周面摩擦力の 3 倍程度を考えればよいといわれています。

（2）　引抜き方法

鋼矢板を引抜く方法には、滑車・ワイヤロープ・支柱・ウインチを組合せた多滑車式引抜き工法、油圧式杭圧入引抜機を使用する方法等の静的な方法とバイブロハンマを用いる動的な方法があります。

多滑車式引抜き工法の作業状況を図 -11.5.13 に、作業手順を図 -11.5.14 に示します。

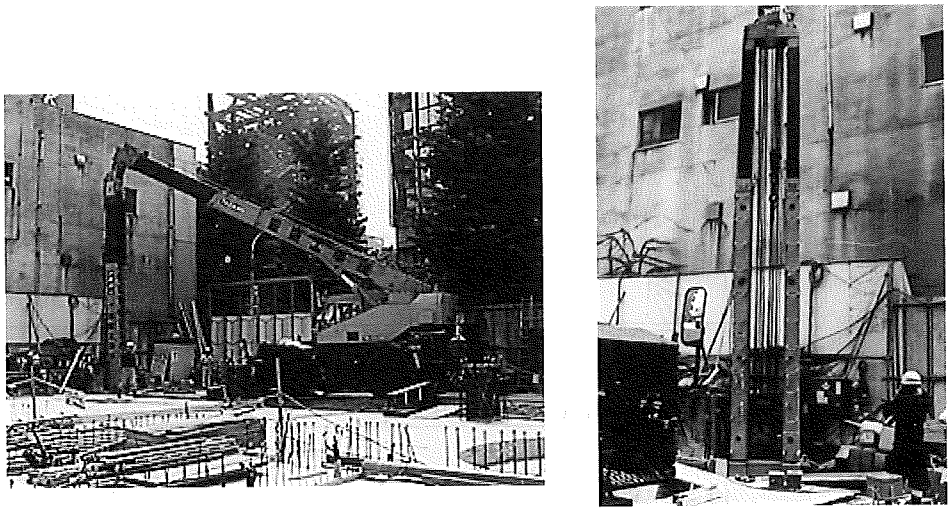
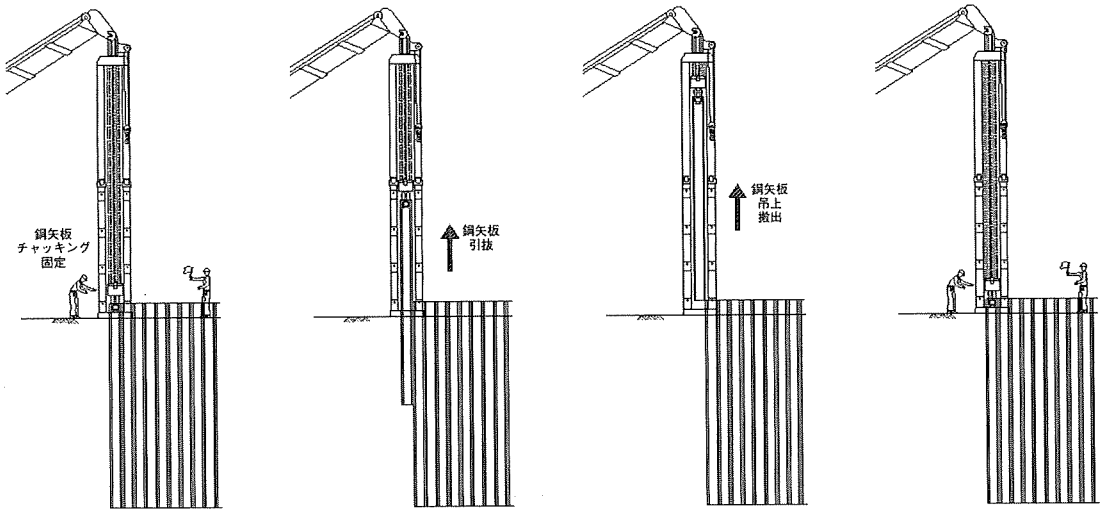


図 -11.5.13　多滑車式引抜き工法



(1) 多滑車設置
鋼矢板チャッキング固定　　(2) 鋼矢板引抜き　　(3) 引抜き完了　　(4) 繰り返し

図 -11.5.14　多滑車式引抜き工法の作業手順

11.5.4　控え工

タイロッド式鋼矢板壁では、控え工としては図-11.5.15～図-11.5.18に示す形式のものが一般的に用いられます。

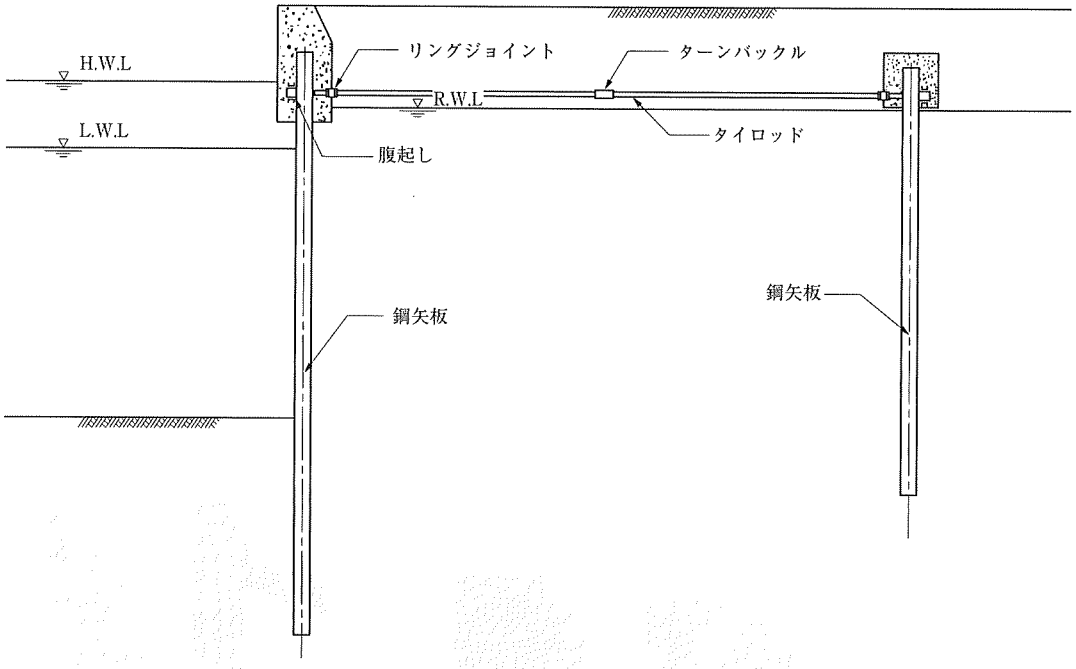


図-11.5.15　鋼矢板式控え工

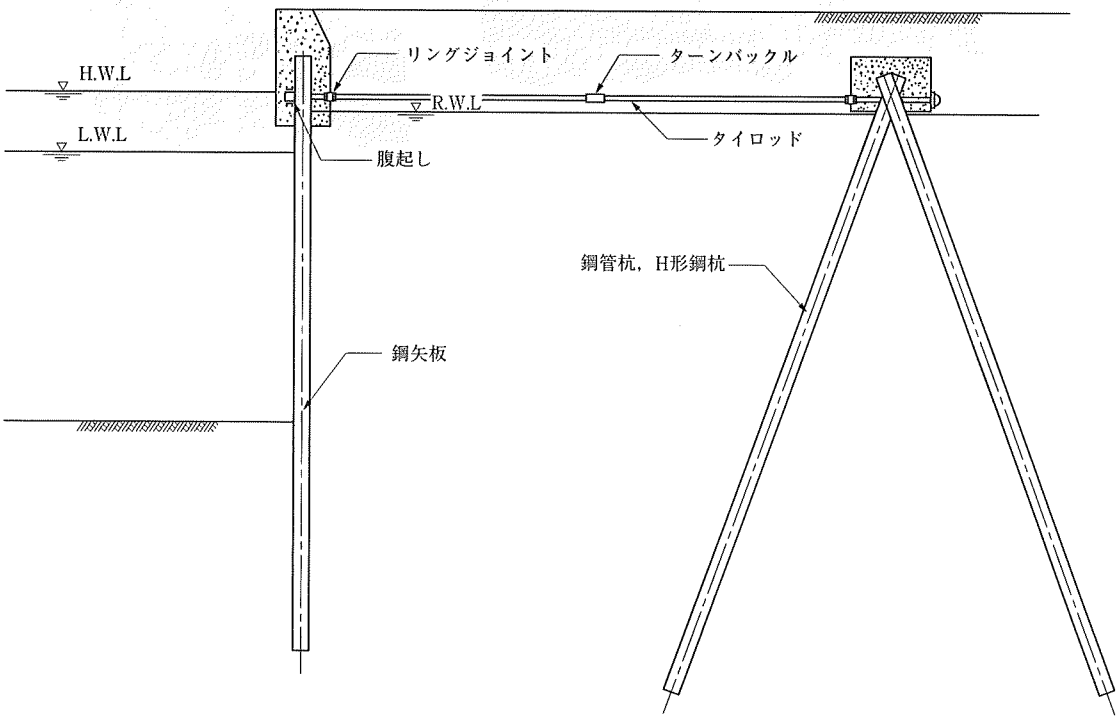


図-11.5.16　組杭式控え工

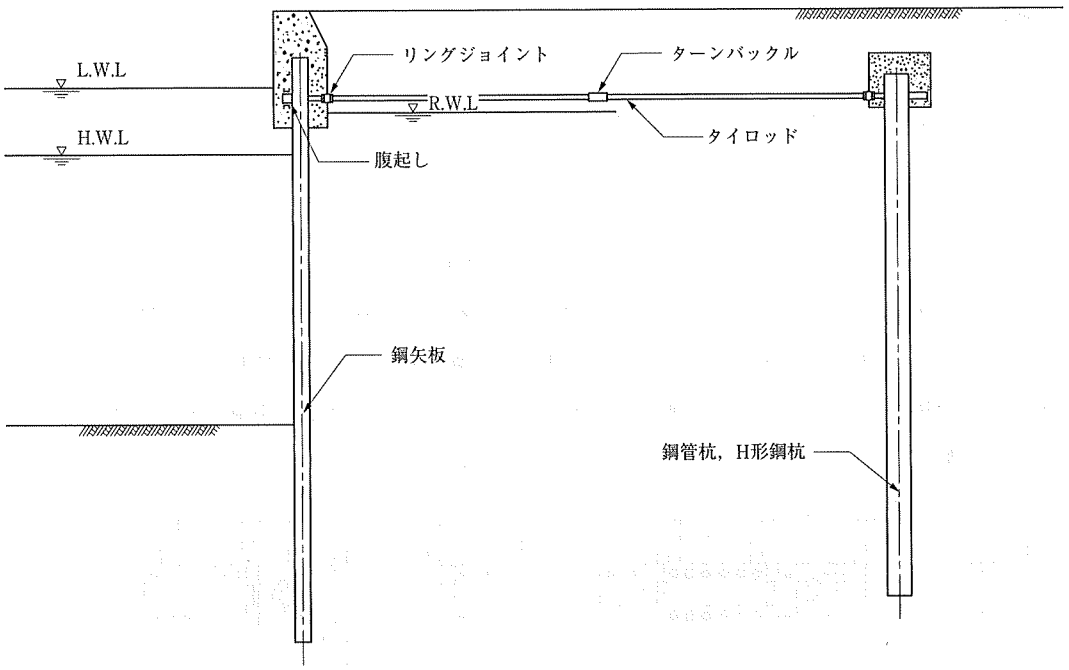


図-11.5.17　直杭式控え工

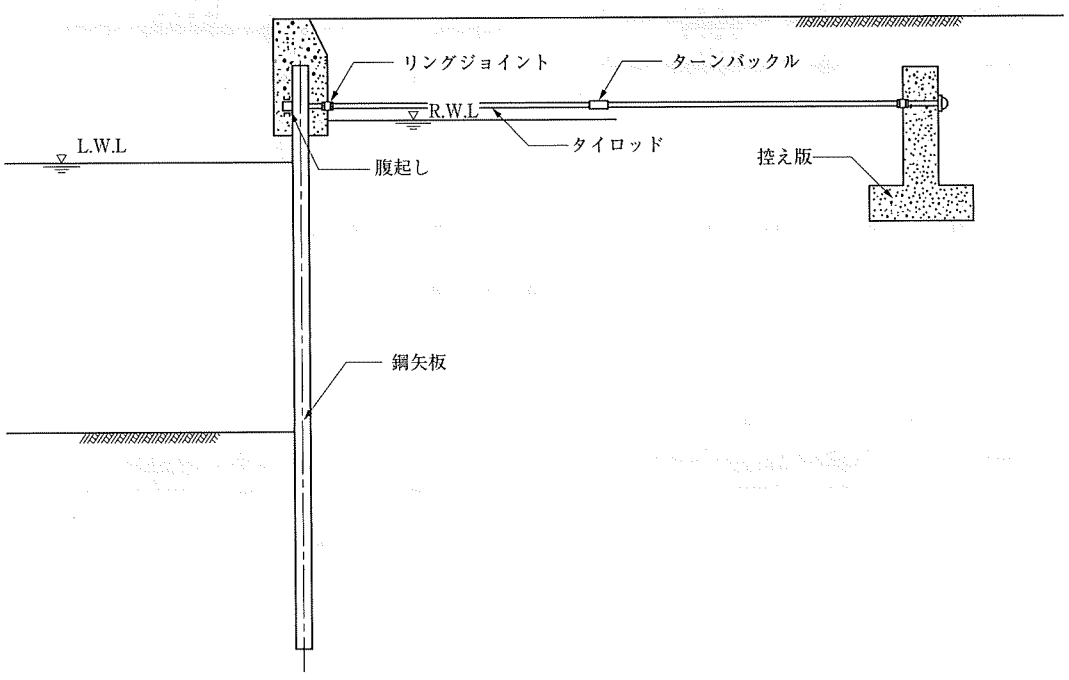


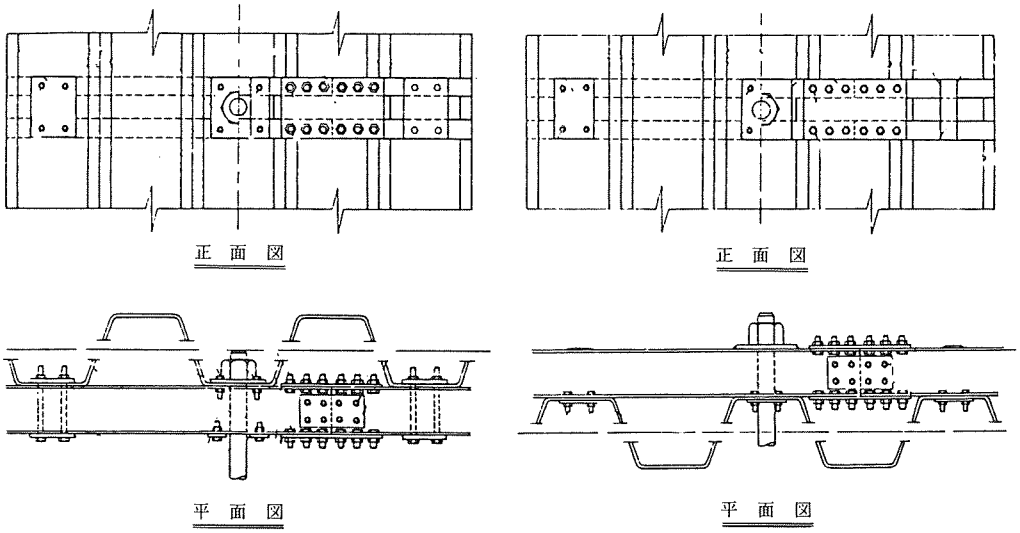
図-11.5.18　控え版

控え工の設置時期は、前面鋼矢板壁の安定を考慮して決定します。特に、鋼矢板が水上施工となる場合には、風浪の被害をさけるため控え工の施工を先行し、前面鋼矢板壁の打設後、タイロッドの取付けおよび裏込めを早急に行なう必要があります。しかし、鋼矢板の施工を先行せざるをえなく、かつタイロッド取付けまでに波浪、潮流などの影響が予想される場合には、鋼矢板の前背面に腹付け土砂や捨石で補強する必要があります[9)]。

11.5.5　腹起し工

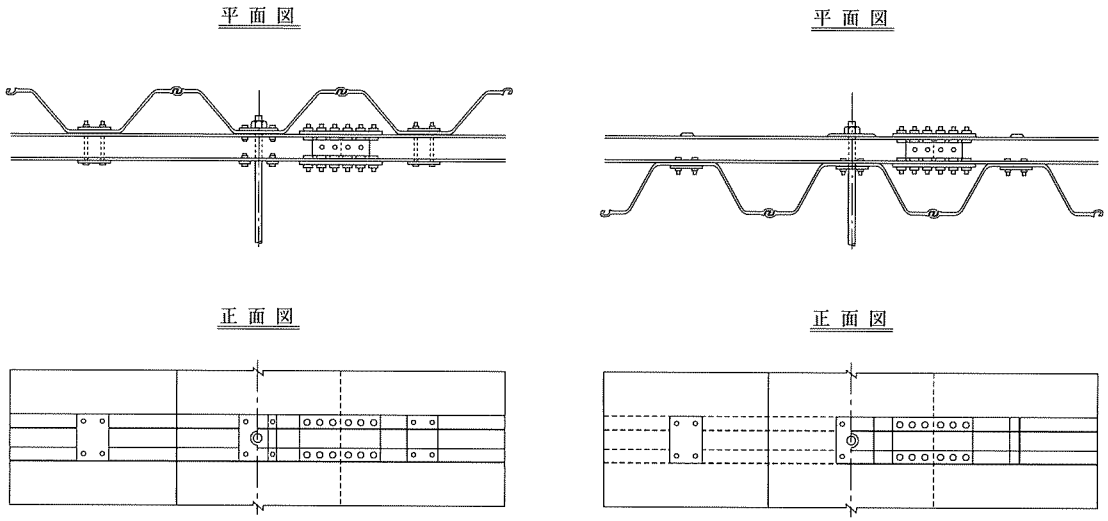
腹起し工は鋼矢板壁の一体化のためと鋼矢板壁の出入りの修正のために用いられ、鋼矢板打込み後すみやかに取付ける必要があります[10]。腹起し材は通常、溝形鋼、H形鋼などの形鋼を用い、一つの部材の長さはタイロッド間隔の4倍以上とします[4]。鋼矢板壁の出入りのため腹起し材が密着しない場合（間隔が10mm以上）は、座金や適当な金物などを入れて締付けます。ボルトはゆるみ等が生じないよう十分に締付けます。ボルトの締り具合いは、ハンマを用いて、頭部をたたくことにより、容易に判断できます。

腹起しの取付け方法には、図-11.5.19に示すように腹起しを鋼矢板の前面に設ける場合と背面に設ける場合の二種の方法があります。腹起しを鋼矢板前面に設ける場合は、鋼矢板の荷重は直接腹起しにかかりますが、鋼矢板の背面に設ける場合は、締付けボルトで腹起しと鋼矢板を結びつけることにより鋼矢板の荷重を受けるため、締付けボルトの施工は特に入念に行なわれなければなりません。



(a)　腹起しを鋼矢板の背面に設置した場合　　(b)　腹起しを鋼矢板の前面に設置した場合

（1）U形鋼矢板の場合[11]



(a) 腹起しを鋼矢板の背面に設置した場合　　(b) 腹起しを鋼矢板の前面に設置した場合

（2）ハット形鋼矢板の場合

図-11.5.19　腹起しの取付け方法例

11.5.6　タイロッド、タイワイヤ工

タイロッドの取付けは鋼矢板の打込み、控え工の設置および腹起し材の取付け完了後、すみやかに行ないます。

標準的なタイロッドの取付け、リングジョイントおよびターンバックルの使い方を図-11.5.20に示します。

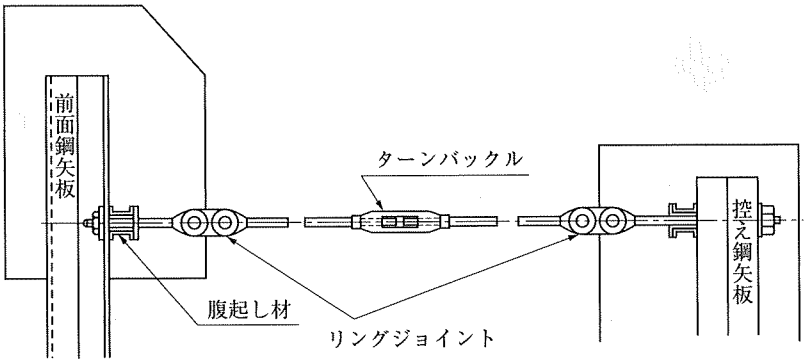


図-11.5.20　タイロッド工

（1）　タイロッドの取付け

タイロッドは鋼矢板法線に対しこれと直角となるよう、また所定の勾配かあるいは水平になるように設置しなければなりません。

タイロッドの取付けが陸上となる場合は、取付けに必要な高さまで掘削または盛土して整地し、地盤を締固めてから設置します。地盤が軟らかく事前に沈下を防止することができない場合は、数メートル間隔に杭を打ち、鳥居形の架台を設けてタイロッドを設置することがあります。図-11.5.21にタイロッドの取付け状況を示します。

タイロッドの取付けが水上もしくは水中となる場合は、タイロッドを支持杭および支持横材などで支えて設置します。

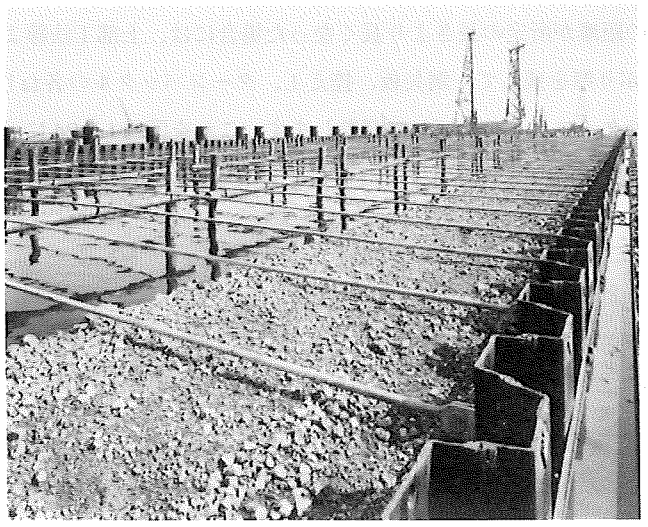


図-11.5.21　タイロッドの取付け状況

タイロッドを傾斜して取付けられる場合は、両端の定着ナット部にテーパーワッシャやくさび金物または箱金物等を用います。これを図-11.5.22 および図-11.5.23 に示します。

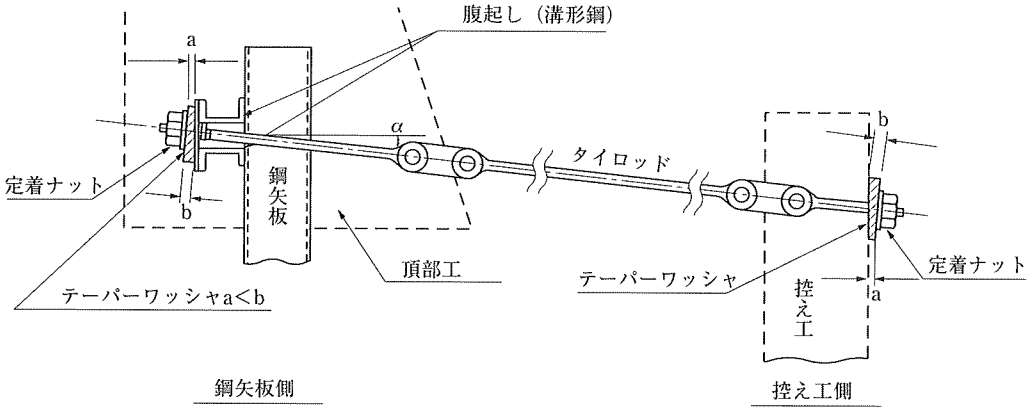


図-11.5.22　テーパーワッシャの使用方法[12)]

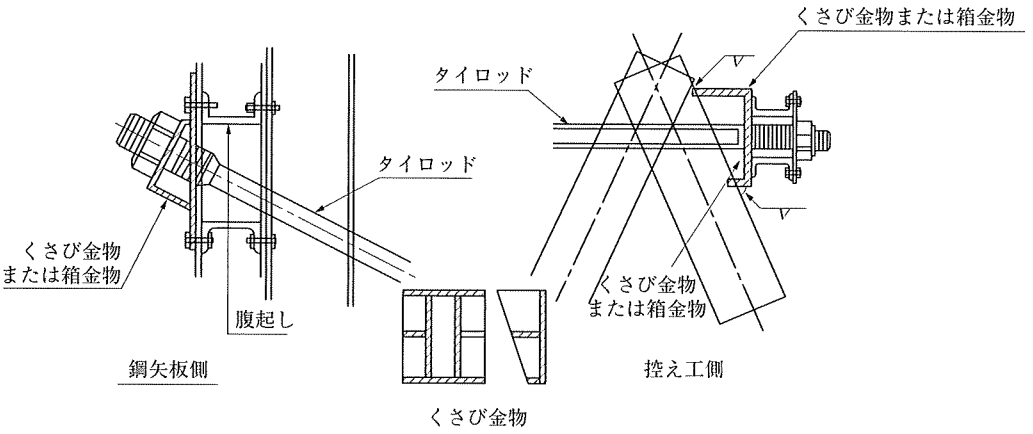


図-11.5.23　くさび金物の使用方法[12)]

鋼矢板と控え工の距離が所定の長さより長くなった場合には、上部工法線よりタイロッドまでの間に最小 5cm 程度のかぶり厚を残して、鋼矢板、控え工、ターンバックルの各ねじ部の最小必要かみ合い長さを確保する範囲でタイロッドをのばして調整します。これを図-11.5.24 に示します。

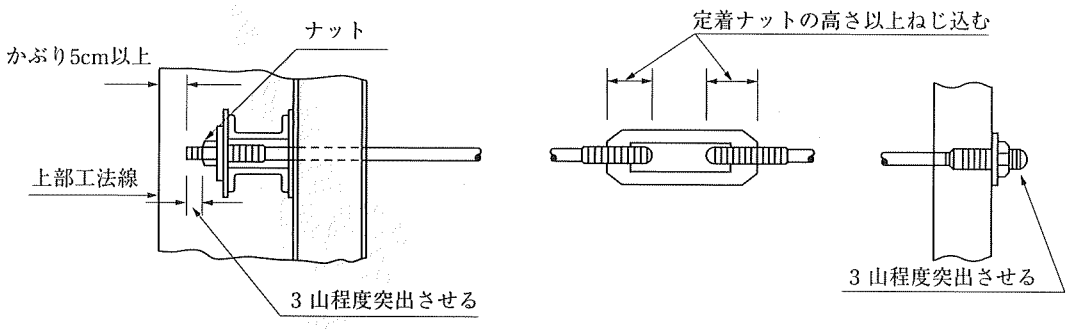


図-11.5.24　タイロッドをのばす場合の調整方法[12)]

また、鋼矢板と控え工の距離が所定の長さより短かくなった場合には、ターンバックル内一杯にねじ込み、両端定着ナットのところに箱金物か、重ねワッシャーなどを入れて十分に締付けられるようにします。これを図-11.5.25に示します。

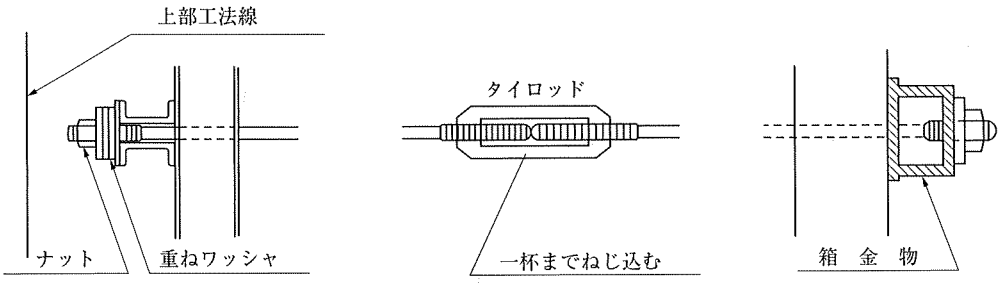


図-11.5.25　タイロッドを締める場合の調整方法[12)]

以上の方法を用いても調整不可能な場合は、あらたにタイロッドを手配しなければなりません。現場での切断、溶接、ねじ切り加工やジョイント部で直接2本のタイロッドをピン接合することは避けなければなりません。

(2)　リングジョイントの取付け

リングジョイントは、タイロッド上の土圧や、裏込め土の地盤沈下により生ずる曲げ応力の発生を防止するために入れるもので、通常鋼矢板壁側と控え工側に2カ所入れます。リングジョイントは、上下に回転できるように正しく組立て、取付けなければなりません。

また、鋼矢板壁側や控え工側のリングジョイントは、首部の折損を防止するため、それぞれの壁に密接して取付けなければなりません。

1本又は2本のUボルトで構成され、リングジョイントとターンバックルの機能をあわせもつ自在ジョイントは、ターンバックル部で角度を自在に変えられるため、矢板やH形鋼の向きが不ぞろいでも柔軟な対応が可能で、地盤沈下や横滑りに対しても柔軟に対応できます。

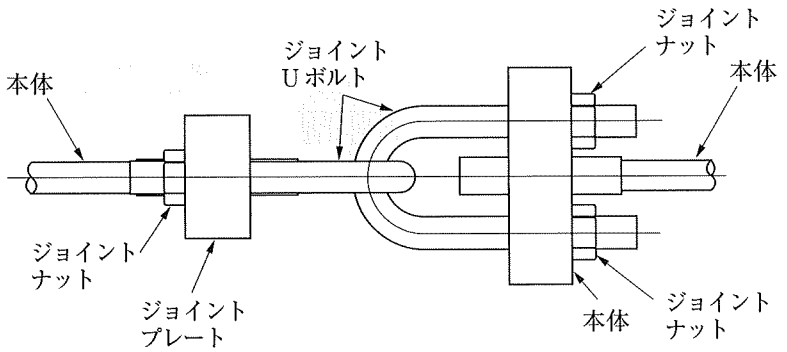


図-11.5.26　自在ジョイントの形状例

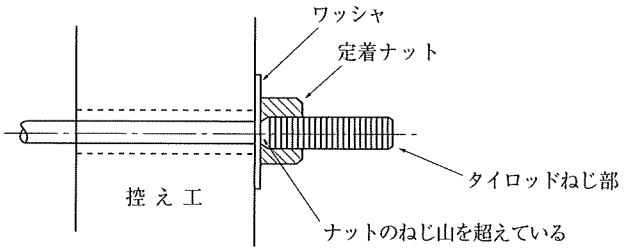
（3） タイロッドの締付け

タイロッドの取付けが完了した後、ナットとターンバックルによって全体の長さを調整しつつ適正な張力を与え、タイロッドを締付けなければなりません。

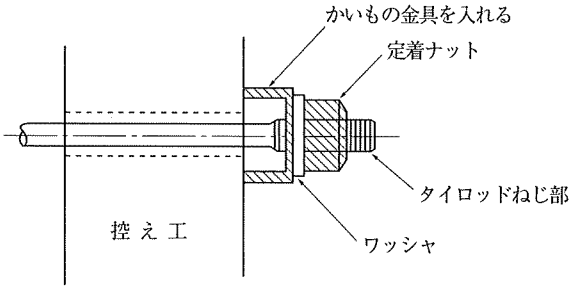
最終の締付けは、ターンバックルまたは控え工側の定着ナットによることを原則とします。

鋼矢板壁法線の不揃いをタイロッドねじの締め具合いで修正することは、タイロッドの張力がそろわず片効きとなり鋼矢板壁の安定性を低下させることになりますので避けなければなりません。

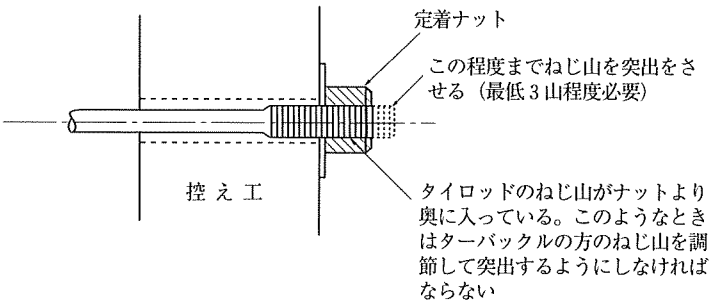
タイロッドの締付け方法を図-11.5.27に示します。



(a) ねじ山の締め代を超える場合
（このようにしてナットを締付けてはならない）



(b) ねじ山を適当な締め代にするためかいもの金具を入れた場合
（かいもの金具を入れてナットのねじ山が全部接するようにする）



(c) ねじ山がナットより突出していない場合
（ターンバックルや前面のねじ部で調整してナット一杯にかむようにする）

図-11.5.27 タイロッドの締付け方法[12)]

（4） タイワイヤ工

タイワイヤとは、PC鋼より線、あるいは硬鋼線のより線をポリエチレン被覆等の加工をし、両端に端末金具を取付けて一体化したもので、タイロッドと同様にナットで定着します。タイワイヤの取付け方法の一例を図-11.5.28に示します。

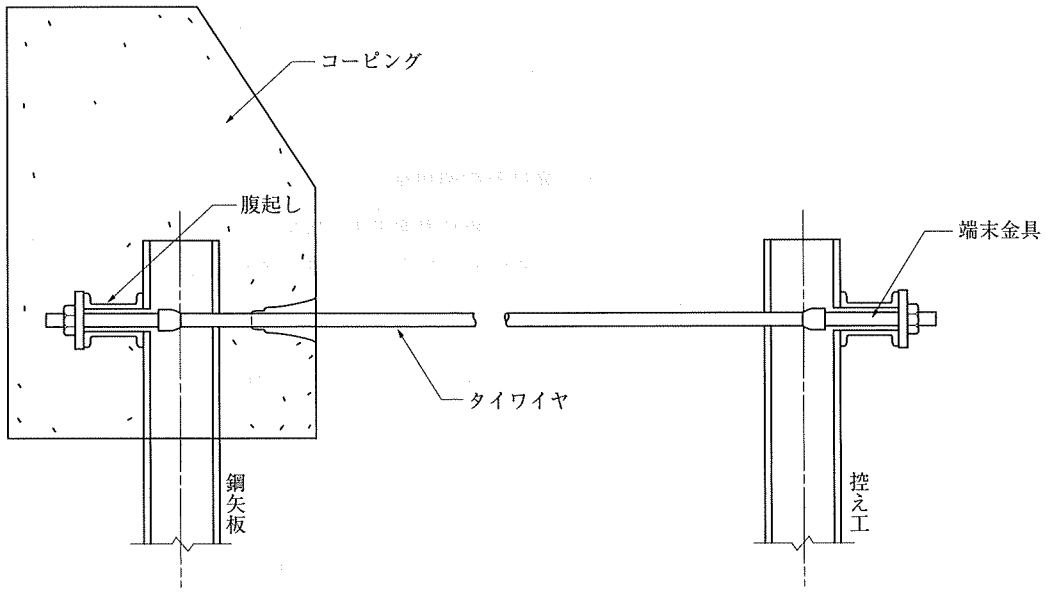


図-11.5.28　タイワイヤの取付け方法の一例

タイワイヤは、軽量でフレキシブルであり、かつリングジョイント、ターンバックルが不要であることが大きな特長です。

11.5.7　裏込工

裏込材の投入は、タイロッドの取付け時期、鋼矢板の自立性や気象・海象条件を考慮して行ないます。

タイロッド取付け前に裏込材を投入する場合は、鋼矢板の曲げ応力、頭部変位を考慮して工程を検討する必要があります。

タイロッド取付け後に裏込材を投入する場合は、タイロッドに傷を与えないよう注意する必要があります。

裏込材は割石、切込み砂利、スラグなどの内部摩擦角の大きいものを用い、鋼矢板壁に作用する土圧の軽減をはかります。一般に用いられている裏込材の特性値を表-11.5.6に示します。

表-11.5.6　裏込材の特性値[13)]

材料		内部摩擦角（度）	単位体積重量（kN/m³）		のり勾配
			残留水位以上	残留水位以下	
割石	一般のもの	40	18	10	1：1.2
	もろい材質のもの	35	16	9	1：1.2
切込砂利		30	18	10	1.2～1.3
玉石		35	18	10	1.2～1.3

一般に裏込材としては1箇の重量が最大150N（15kgf）程度で、大小ほどよく混合して、空隙の少ないものが使用されます。

なお高炉徐冷スラグは単位重量が小さく（平均13.5kN/m³程度）、粒が粗いので裏込材として適しています。裏込材の投入方法の例を図-11.5.29に示します。

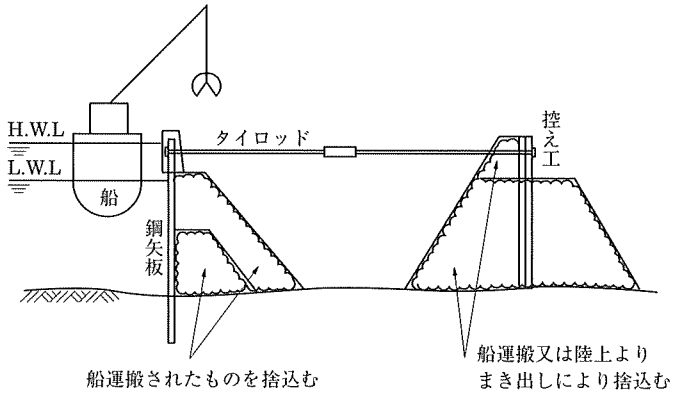


図-11.5.29　裏込材の投入

11.5.8　埋立工

鋼矢板壁の背後の埋立は、原則として裏込工の終了後実施するものとします。埋立材には良質の土砂を使用し、鋼矢板壁全長にわたって均等に施工することが望まれますが、工程上の制約からこれが実施できない場合でも、短区間ずつ鋼矢板の打込み、控え壁の設置、腹起し、タイロッドの取付け、裏込材の投入を完了させてから、埋立を行なう必要があります。

埋立に際し、土砂がすべり破壊をおこす危険がある場合は、一時的にでも規定埋立高さ以上に盛上げることは避けなければなりません。

特に軟弱地盤上の埋立では急速施工をすることは避け、軟弱土を鋼矢板側に押し出さないようにし、徐々に圧密させながら次第に盛り上げていくようにします。

陸上からの土砂の捲出しは、原則としてタイロッドの取付方向とします。やむなくタイロッドと直角方向より捲出しを行なうときはタイロッドに悪影響を及ぼさないよう注意しなければなりません。

ブルドーザーなどで土砂を捲出す場合のタイロッド上の土被りdは、タイロッドと平行方向に押し出すときは1m以上、タイロッドの直角方向のときは1.5m以上の厚さをとって施工することが望まれます。

ポンプ船を使用して埋立てる場合は、残留水位を高めないよう排水をよくしたり、もらし吹きを行なって鋼矢板壁に局部的な土圧が作用しないよう注意します。埋立材の捲出し方法の例を図-11.5.30に示します。

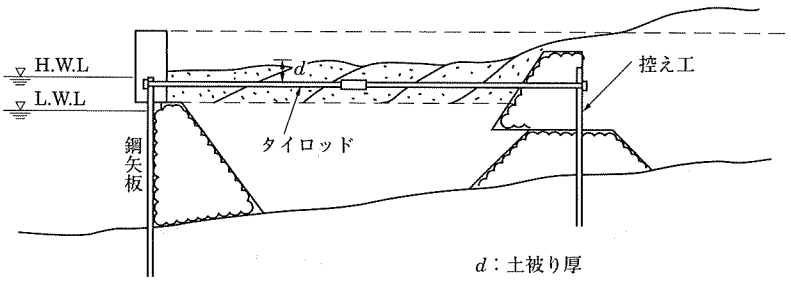


図-11.5.30　埋立材の捲出し

11.5.9　掘削工

鋼矢板前面の掘削は、通常鋼矢板の打込み工、控え工、腹起し工、タイロッド工、裏込工が終了したのち以下に留意して行ないます。

浚渫は全延長にわたって均等に施工し、掘削土量が多い場合は数層にわけて行ないます。

計画水深以上の深掘りはこの部分の受働土圧を減少させるため厳重な注意が必要です。

掘削作業中、鋼矢板壁を損傷することがありますので、鋼矢板壁から前面5mの区間は安全性のあるグラブ浚渫船を用いることが望まれます。

11.5.10　コーピングコンクリート

コーピングコンクリートとは、壁体頭部の局部変位の抑制、雨水の侵入を防ぐことによる耐食性の向上、壁体頭部の拘束による鋼矢板の継手効率の向上等の目的で打ち込み後の鋼矢板壁頭部に施工される被覆コンクリートで、現場打ちコンクリートによるものとプレキャストコンクリートによるものがあり、「笠コンクリート」とも呼ばれています。

コーピングコンクリートの施工は、原則、裏込材の投入、埋立て、鋼矢板壁前面の掘削などが全延長にわたって完了し、鋼矢板壁に変位が生じなくなったことを確認した後に行います。その際、適当な間隔で目地を入れますが，その位置は鋼矢板の継手部と一致させないようにします。

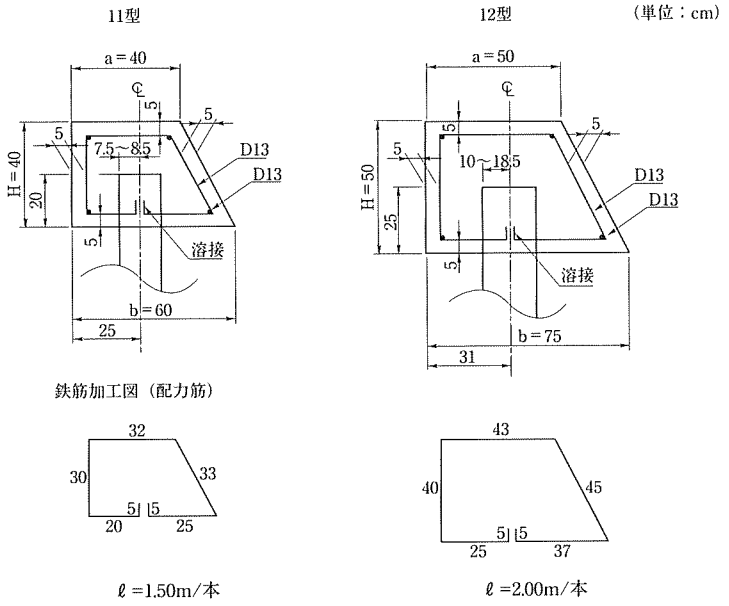
なお、ハット形鋼矢板の場合はコーピングコンクリートの有無に関わらず継手効率が100%であるため、継手効率を向上させる目的での対策は不要です。

〔1〕 現場打ちコンクリート

コーピングコンクリートは用途、構造形式、型式により異なります。また鋼矢板の法線の誤差は、コーピングコンクリートにより吸収します。

（1） 北陸地方整備局標準設計（平成26年4月）

①自立式護岸タイプ（その1）



※配力筋は40cm間隔とし、鋼矢板に溶接する。

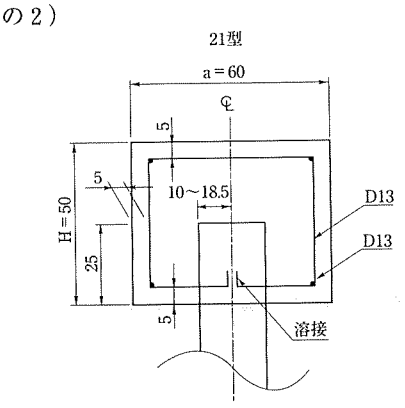
タイプ	適用範囲	H (cm)	a (cm)	b (cm)	コンクリート量 (m^3/m)	型枠面積 (m^2/m)	鉄筋量 (kg/m)	溶接長 (cm/m)	目地材 (m^2/m)	基礎材料 (m^2/m)	基面整正 (m^2/m)
11型	I型	40	40	60	0.200	0.867	D13 7.821	15	0.020	0.045	0.450
12型	II～IV型	50	50	75	0.313	1.090	D13 9.114	15	0.031	0.054	0.540

(注) 1．型枠面積は基－Iと同じ考え方とする。
2．溶接長は配力筋1本に6cm（脚長6mm）の溶接長とする。
3．底面型枠は必要に応じ埋殺型枠等を見込む。
4．10m間隔に目地を入れるものとする。

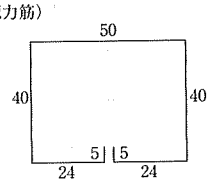
図-11.5.31　コーピングコンクリート仕様（自立式護岸タイプ、その1）[14)]

②自立式護岸タイプ（その２）

（単位：cm）



鉄筋加工図（配力筋）



※配力筋は40cm間隔とし、鋼矢板に溶接する。

ℓ＝1.88m/本

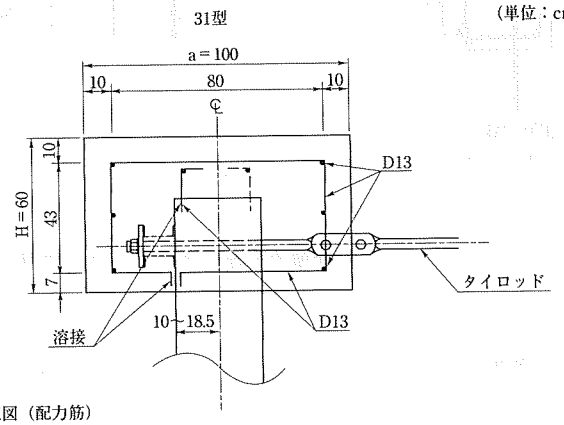
タイプ	適用範囲	H (cm)	a (cm)	コンクリート量 (m^3/m)	型枠面積 (m^2/m)	鉄筋量 (kg/m)	溶接長 (cm/m)	目地材 (m^2/m)	基礎材料 (m^3/m)	基面整正 (m^2/m)
21型	II～IV型	50	60	0.300	1.030	D13 8.804	15	0.030	0.040	0.400

（注）１．型枠面積は基－Ｉと同じ考え方とする。
２．溶接長は配力筋１本に6cm（脚長6mm）の溶接長とする。
３．底面型枠は必要に応じ埋殺型枠等を見込む。
４．10m間隔に目地を入れるものとする。

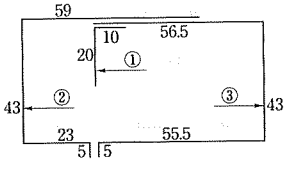
図-11.5.32　コーピングコンクリート仕様（自立式護岸タイプ、その２）[14)]

③控式護岸タイプ

（単位：cm）



鉄筋加工図（配力筋）



① ℓ＝0.30m/本　② ℓ＝1.30m/本
③ ℓ＝1.60m/本

※配力筋は20cm間隔とし、鋼矢板に溶接する。

タイプ	適用範囲	H (cm)	a (cm)	コンクリート量 (m^3/m)	型枠面積 (m^2/m)	鉄筋量 (kg/m)	溶接長 (cm/m)	目地材 (m^2/m)
31型	II～IV型 U-9-～23 II_A～IV_A型 II_L～IV_L型	60	100	0.600	1.260	D13 16.159	45	0.060

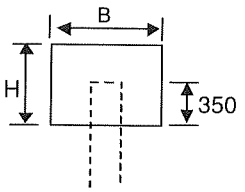
（注）１．型枠面積は基－Ｉと同じ考え方とする。
２．溶接長は配力筋１本に9cm（脚長6mm）の溶接長とする。
３．底面型枠は必要に応じ埋殺型枠等を見込む。
４．10m間隔に目地を入れるものとする。

図-11.5.33　コーピングコンクリート仕様（控式護岸タイプ）[14)]

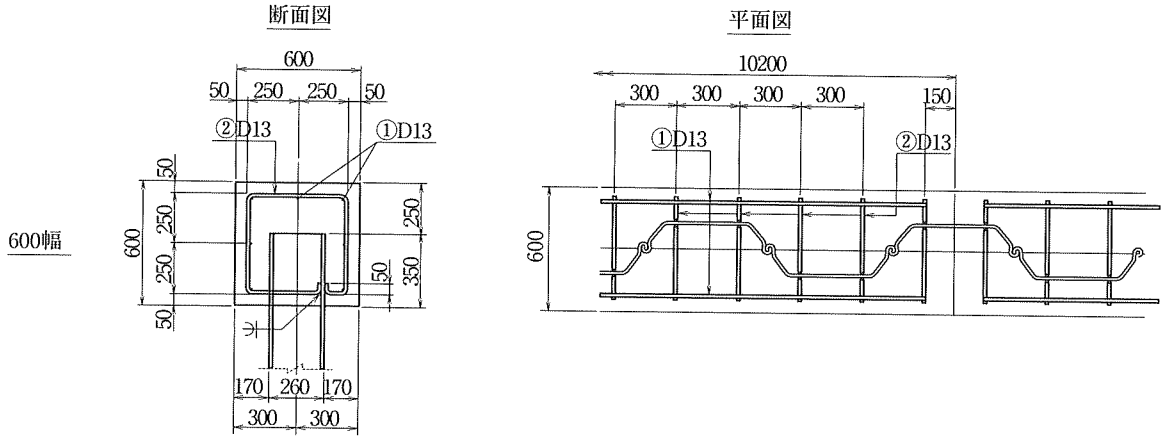
（2） 鋼管杭・鋼矢板技術協会仕様

表-11.5.7 及び図-11.5.33 に、鋼管杭・鋼矢板技術協会が提案している自立式構造として使用する場合のコーピングコンクリートの形状・配筋例を示します。本仕様は、鋼矢板法線の蛇行誤差 100mm と鉄筋かぶり 50mm を考慮し検討しています。

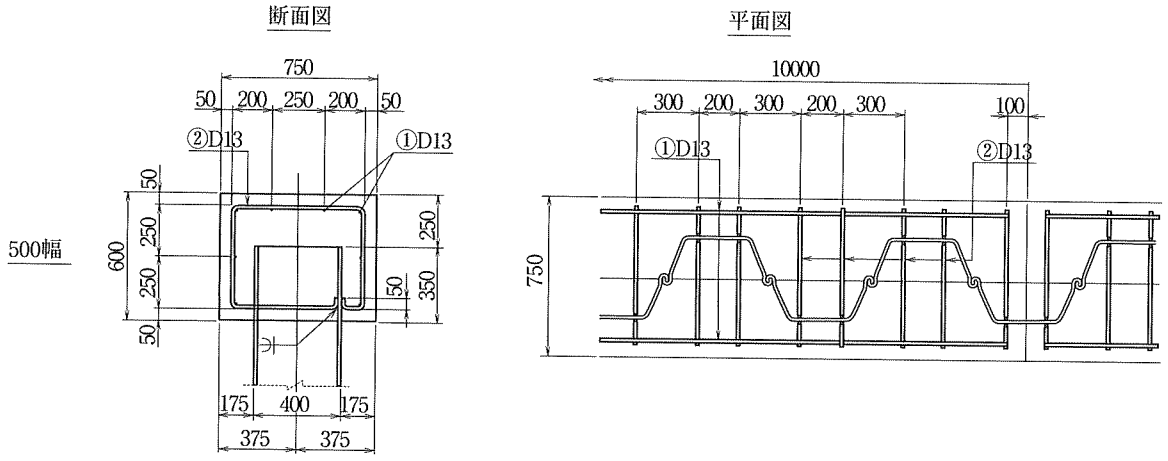
表-11.5.7 上部工の標準寸法形状（鋼管杭・鋼矢板技術協会案）



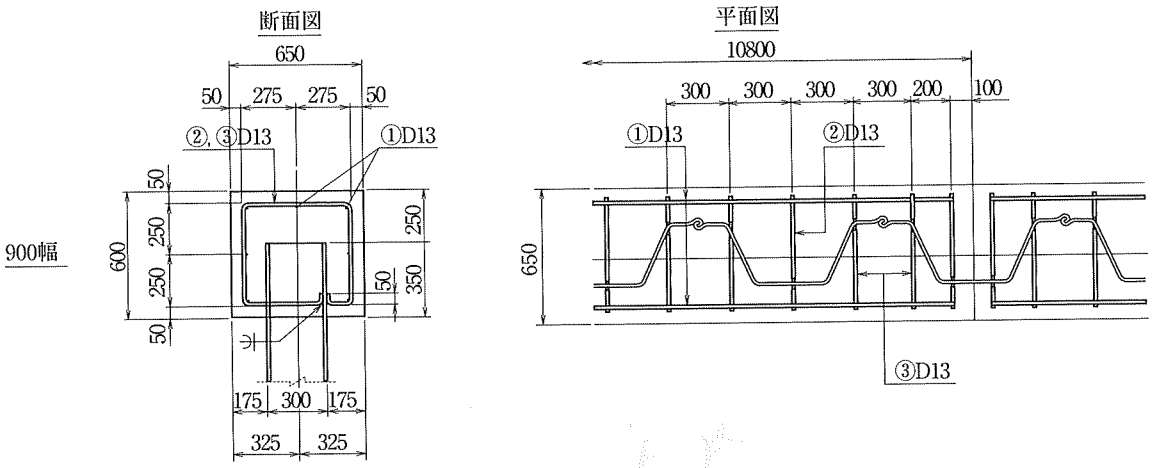
タイプ	型式	B (mm)	H (mm)
1	II_W、10H	600	600
2	25H	650	600
3	III_W	700	600
4	IVw、V_L	750	600
5	VI_L	800	600



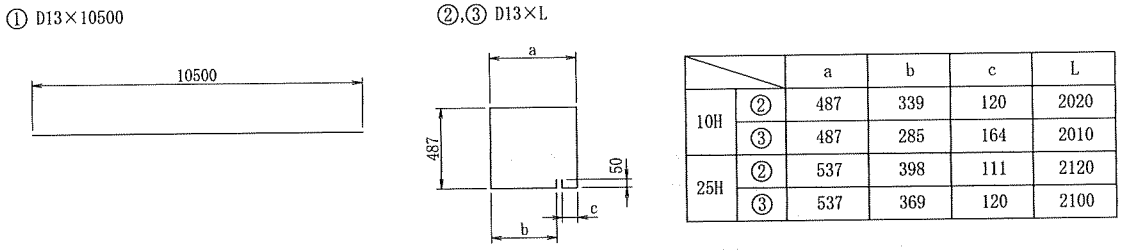
（a）矢板幅 600mm タイプ（II_W の例）



（b）矢板幅 500mm タイプ（V_L の例）



鉄筋加工図



		a	b	c	L
10H	②	487	339	120	2020
	③	487	285	164	2010
25H	②	537	398	111	2120
	③	537	369	120	2100

(c) 矢板幅 900mm タイプ（25H の例）

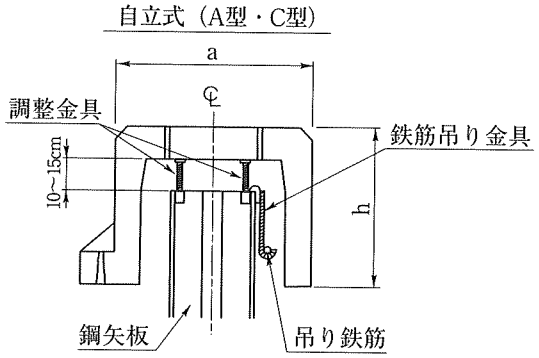
図-11.5.34　コーピングコンクリート仕様（自立式護岸タイプ、鋼管杭・鋼矢板技術協会案）

なお、ハット形鋼矢板は、継手効率が100%であるため、継手効率を向上させるための上部工は不要ですが、目的・用途に応じて上部工を必要とする場合があります。

〔2〕 プレキャストコンクリート

（1）北陸地方整備局標準設計（平成26年4月）

①自立式護岸タイプ



（注） 1．製品の据付位置は、自立式の場合は製品の中央と鋼矢板の中心に合わせる。
控式場合は製品の中央と（鋼矢板＋腹起し材）の中心に合わせる。
2．製品のジョイントは、連結金具をボルト止めする。
3．製品の高さ調整は、ボルト・調整金具で行う。
4．ブラケットは、中詰コンクリートの打込み前に、現場でセットする。

コーピングコンクリート　規格表

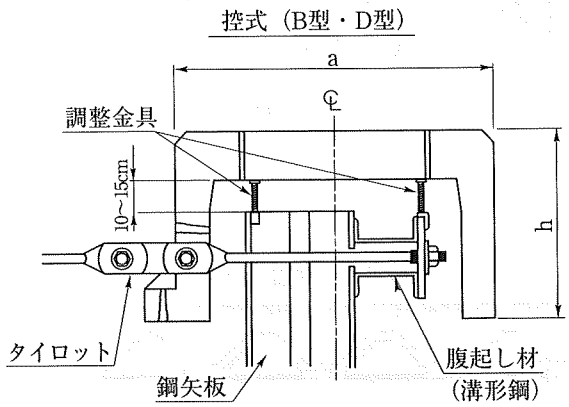
タイプ	寸法（mm）			適応範囲
	a	h	L	矢板の種類
A型	600	500	2396	普通Ⅰ～Ⅲ、広幅Ⅱ
C型	700	500	2396	普通Ⅰ～Ⅳ、広幅Ⅲ～Ⅳ

諸　元　表

（製品1個当り）

タイプ	調整ボルト	調整金具	連結金具	連結ボルト	鉄筋 吊り金具	吊り鉄筋	目地材	中詰 コンクリート
A型	M20×200 4本	F10～18	M20×160 4本	M20×30 2本	D13×200 2本	D13×2400 1本	0.30m^2/個	0.462m^3
C型							0.35m^2/個	0.573m^3

②控式護岸タイプ



（注）1．製品の据付位置は、自立式の場合は製品の中央と鋼矢板の中心に合わせる。
控式場合は製品の中央と（鋼矢板＋腹起し材）の中心に合わせる。
2．製品のジョイントは、連結金具をボルト止めする。
3．製品の高さ調整は、ボルト・調整金具で行う。
4．ブラケットは、中詰コンクリートの打込み前に、現場でセットする。

コーピングコンクリート　規格表

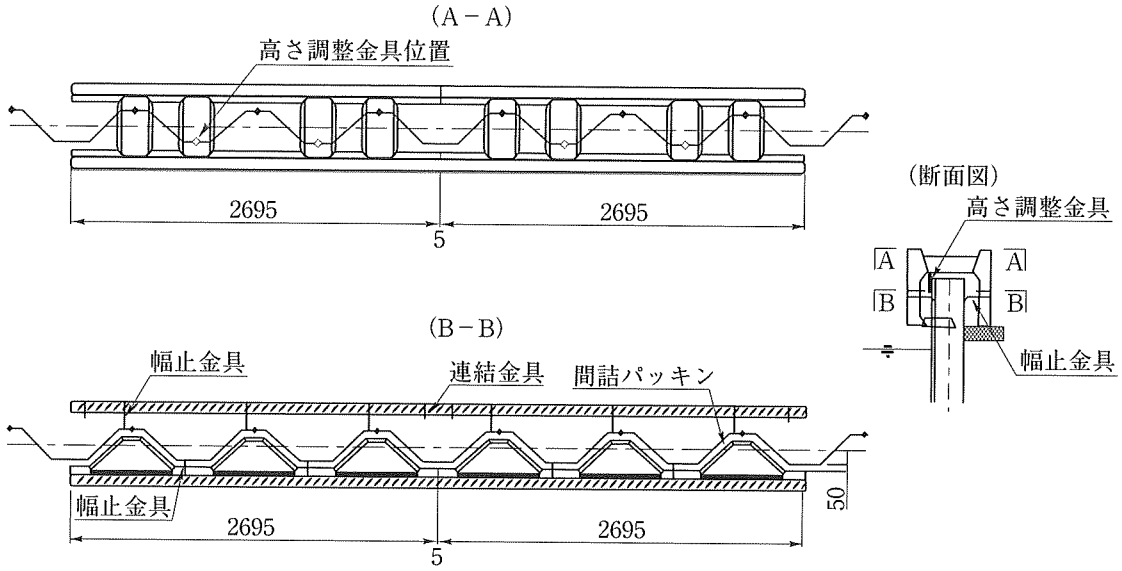
タイプ	寸法（mm）			適応範囲
	a	h	L	矢板の種類
B型	1000	600	2396	普通Ⅰ～Ⅴ、広幅Ⅱ～Ⅳ
D型	1300	800	2396	普通Ⅰ～Ⅴ、広幅Ⅱ～Ⅳ

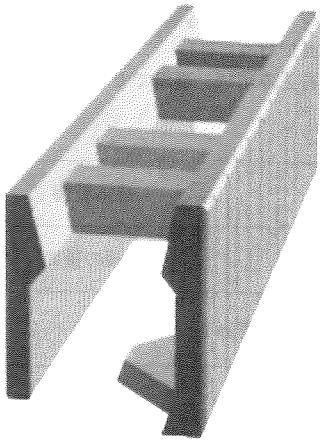
諸　元　表　　（製品1個当り）

タイプ	調整ボルト	調整金具	連結金具	連結ボルト	鉄筋 吊り金具	吊り鉄筋	目地材	中詰 コンクリート
B型	M20×200 4本	F5～18	M20×160 4本	M20×30 2本	－	－	0.60m²/個	0.996m³
D型			プレート 2枚				1.04m²/個	1.800m³

図-11.5.35　プレキャストコンクリートを用いたコーピングコンクリート仕様[14)]

（2）コーピングコンクリート商品紹介（ハット形鋼矢板用）





名　称	用　　途	幅 (mm)	高さ (mm)	長さ (mm)	質量 (kg)	胴込量 (m^3)
Model-10	10H 用底型枠付	600	440	2,695	814	0.560
Model-25	25H 用底型枠付	700	540	2,695	848	0.695

図-11.5.36　プレキャストコンクリートを用いたコーピングコンクリート仕様 2[15) 16)]

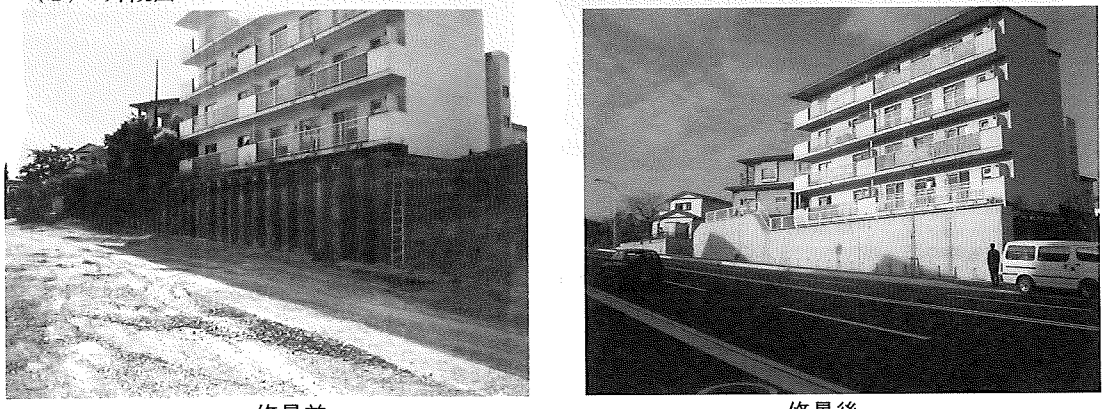
11.5.11　修景

鋼矢板工法は、水上施工や狭隘地施工が可能など各種の施工環境下で適用性が高く、水質汚濁や土壌汚染などの環境負荷の極めて少ない工法です。このような多くの特長を有する鋼矢板工法は、あらゆる建設分野で構造壁や止水壁として幅広く使用されています。中でも道路擁壁や都市部の河川護岸として適用される場合にあっては、構造機能面での安全性に加えて、完成後において周辺環境に調和した壁面の景観性が求められます。ここでは、そのような景観性に配慮した実施例を交えて、鋼矢板壁面の代表的な修景工法について紹介します。

〔1〕 現場打ちコンクリート

場所打ちコンクリートによる修景は、鋼矢板前面に鉄筋及び型枠を取り付け、その間にコンクリートを打設します。現場にて設置を行うため、傾斜による壁高の変化にも適応しやすいという特長を有しています。また、化粧型枠での化粧柄の選択が可能です。

（1） 外観図



修景前　　修景後

図-11.5.37　場所打ちコンクリートの適用例

（2） 詳細図

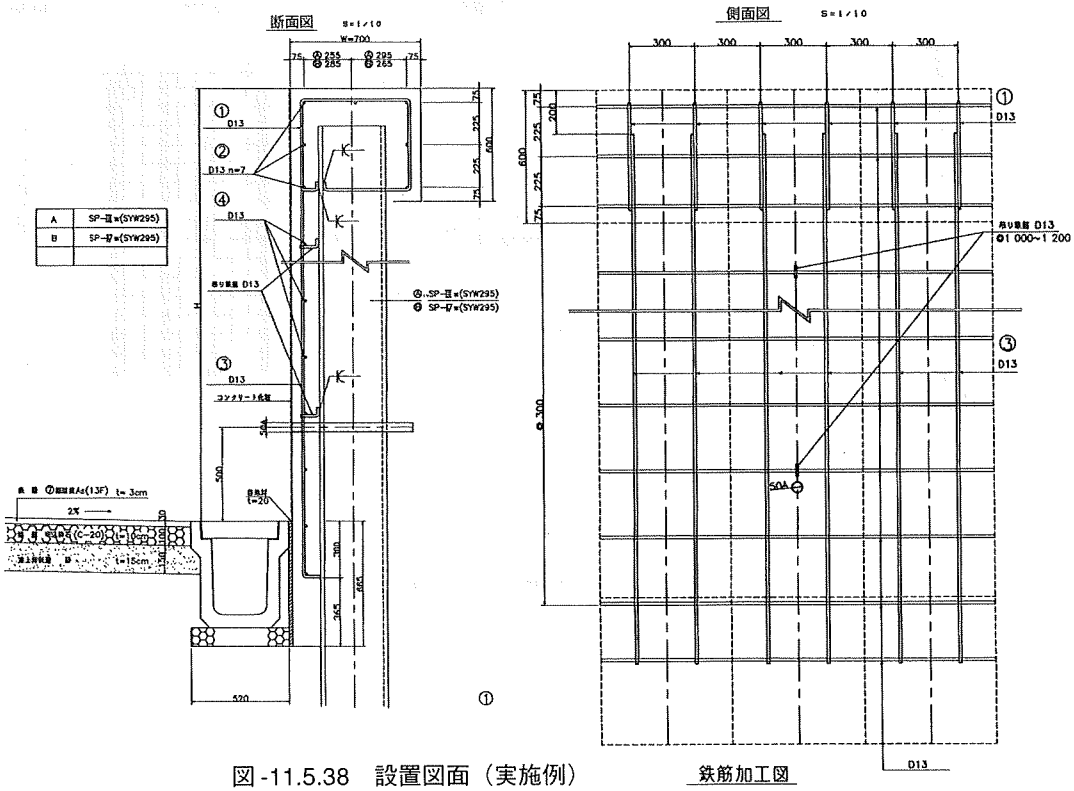


図-11.5.38　設置図面（実施例）　　鉄筋加工図

〔2〕 コンクリートパネル

コンクリートパネルによる修景は、鋼矢板前面にプレキャストコンクリートパネルを設置し、必要に応じて鋼矢板とパネルとの間にコンクリートを間詰めします。プレキャスト製品のため工事工程が短縮可能です。また、化粧柄の選択も可能となっています。

（1） 外観図

修景前　　修景後

図-11.5.39　コンクリートパネルの適用例

（2） 詳細図

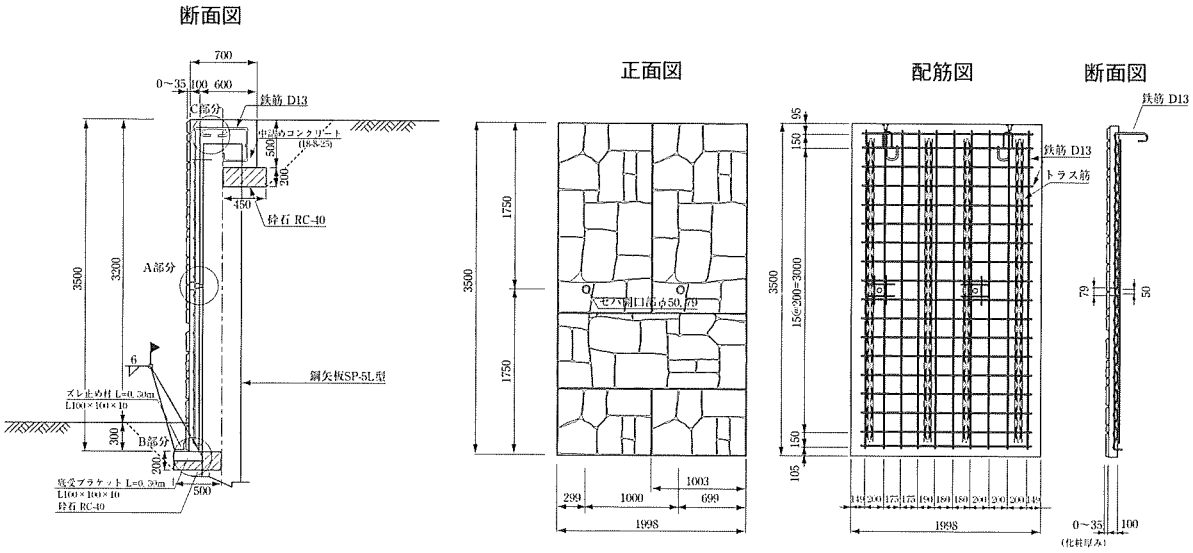


図-11.5.40　設置図面（実施例）

〔3〕 塗覆装

塗覆装による修景は鋼矢板表面に塗料などを直接塗布する工法で、重防食鋼矢板に代表されるように予め工場で塗覆する場合や、現場にて塗覆する場合などがあります。

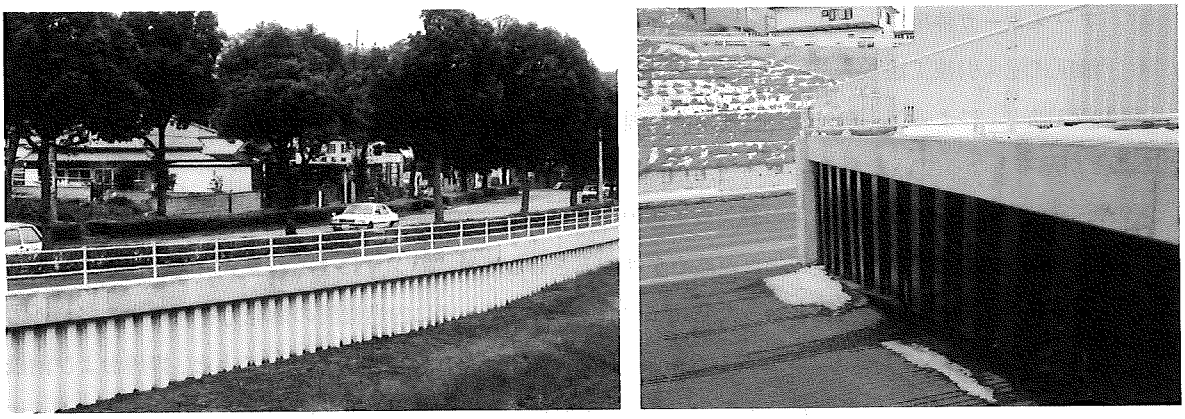


図-11.5.41　塗覆装の適用例

11.6 施工方法

鋼矢板の施工に用いられている工法を分類すると次のようなものがあります。

① 打撃工法

② バイブロハンマ工法

③ アースオーガ併用圧入工法

④ 油圧式圧入引抜工法

「鋼矢板工法」[17] によると、鋼矢板の打込みの原理は、釘や杭の打込みと同様に、頭部に打撃を加えて貫入されることが基本となっています。

鋼矢板の打込み方法は、過去100年の鋼矢板工法の発展史の間に何回かの進捗発展の段階があり、最初は重錘をワイヤで巻き上げ、ある高さから鋼矢板頭部めがけ落下させる落錘式ハンマによる打撃式打込み法から始まりました。鋼矢板の大断面化・長尺化といった発達につれ、重錘の押上げに内燃機関の爆発力を利用するいわゆるディーゼルハンマが導入されました。しかしながら、打込み時の打撃騒音が著しく高いことと、排煙および油飛沫の汚染が著しいことから、公害問題の高まりによって市街地などでの利用には制約が加えられるようになってきました。

ディーゼルハンマとほぼ時を同じくして電動起振機を応用したバイブロハンマによる振動式打込み法が使われるようになりました。鋼矢板の引抜利用ができ、高い打撃音を発しないので騒音度が低いことが特徴ですが、市街地の密集地帯ではその振動が問題にされる場合が多くあります。

このことから、市街区域内で鋼矢板を施工するために、低騒音・低振動の施工法の開発が急速に進められ、鋼矢板の貫入に先立ってアースオーガで縦孔を掘り鋼矢板を押し込むアースオーガ併用工法や、コンパクトな圧入機で既設の鋼矢板の頭部を掴むことで反力を確保し、油圧ジャッキの圧入力によって新たな鋼矢板を打設する油圧式圧入引抜工法が開発されています。

表-11.6.1 に鋼矢板の施工方法とその特徴を示します。

表-11.6.1　鋼矢板の施工方法とその特徴

施工方法	概　要	主な使用機械※	特　徴	
			長　所	短　所
打撃工法	三点式杭打機に取り付けられた各種ハンマの落下衝撃により鋼矢板を貫入させる工法	三点式杭打機 各種ハンマ	・打撃力が大きい ・機動性がある ・打撃速度が速い ・作業性に富む	・打撃時の頭部圧潰の恐れがある ・騒音、振動が発生する
バイブロハンマ工法	起振機により発生させる鉛直方向の振動を鋼矢板に伝え土中に打ち込む工法	クローラクレーン バイブロハンマ	・打撃力を利用しないため鋼矢板頭部を損傷しない ・非常に短時間に打ち込める場合がある ・打込みと引抜きが兼用できる	・騒音、振動に注意が必要
オーガ併用圧入工法	三点式杭打機、アースオーガ、アタッチメントで構成され、アースオーガによる掘削と油圧押込みを連携させて施工する工法	三点式杭打機 アースオーガ アタッチメント	・低騒音、低振動 ・土質の適用範囲が広い ・ケーシングを使用するので鋼矢板のねじれが少ない	・設備が比較的大掛かりとなる ・地盤を緩める可能性がある
油圧式圧入引抜工法	既に打ち込んだ鋼矢板を数枚つかみ、その引抜き抵抗力を反力として新しい鋼矢板を油圧で静的に押込む工法	油圧式杭圧入引抜機	・低騒音、低振動 ・コンパクトで狭隘地施工や桁下施工にも適している	・鋼矢板の種類に応じた施工機械が必要

※鋼矢板の施工に必要な機械。鋼矢板の吊込みには別途クレーンが必要。

11.6.1　打撃工法

ハンマによる打撃工法は、一般的には三点式杭打機にディーゼルハンマ、油圧ハンマ、ドロップハンマ、気動ハンマなどの各種ハンマが取り付けられ、ハンマの落下衝撃により鋼矢板を貫入させる工法であり、打撃力が大きく、機動性があり打撃速度が速く、作業性に富むという特長がありますが、打撃時の頭部圧潰を生じないよう適正なハンマの選定を行なう必要があります。また、騒音、振動が発生するため住居地域や学校、病院等の周辺および指定地域ではハンマ工法の使用が制限されています。

図-11.6.1にディーゼルハンマによる打設状況を示します。

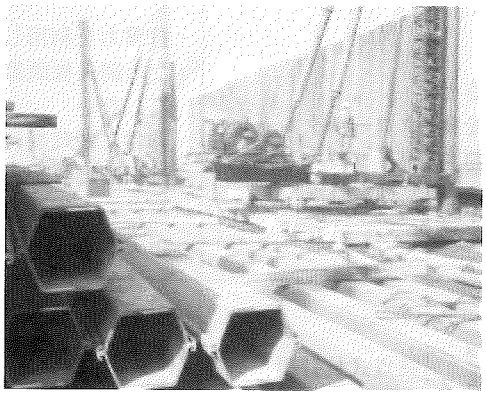


図-11.6.1　ディーゼルハンマによる鋼矢板打設状況

11.6.2　バイブロハンマ工法

（1）　単独施工

バイブロハンマによる振動工法は、起振機により鉛直方向の振動を発生させ、この振動を鋼矢板に伝え土中に打ち込む工法です。打撃力を用いないため、矢板頭部の損傷もなく施工能率が高いうえ、打込みだけでなく引き抜きにも利用できます。バイブロハンマは駆動源に電気モータを用いる電動式と油圧モータを用いる油圧式に大別され、双方ともに振り子を回転させて振動を発生させています。また、油圧式バイブロハンマは、モータの特性上、振り子が高速で回転するため高周波の振動を発生させる事が可能であり、これにより地盤振動と騒音を大幅に低減させる事が出来る機械です。さらに、公害対策機の開発により、起動・停止時に発生する地盤やクレーンブームの共振による地盤振動と騒音を低減させる施工も実現されています。

バイブロハンマの機械配置図（例）を図-11.6.2に、バイブロハンマによる鋼矢板の施工手順を図-11.6.3にそれぞれ示します。

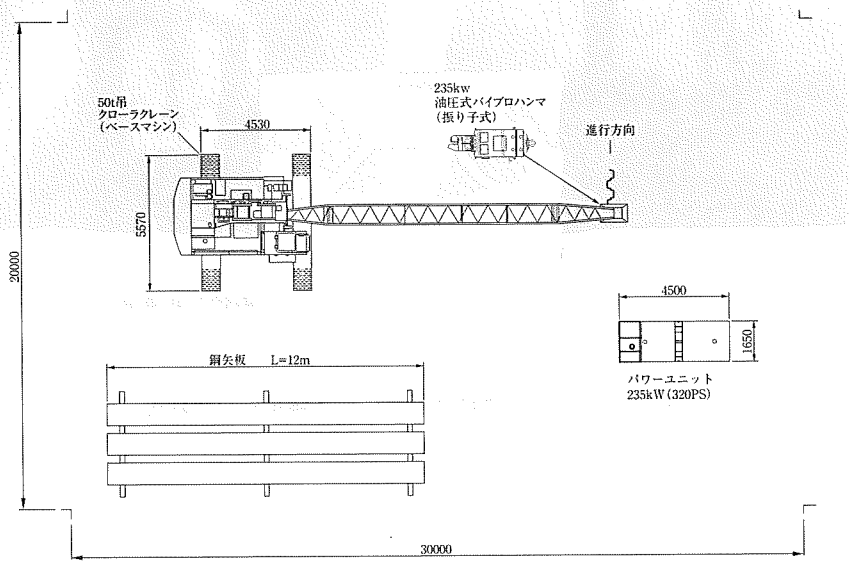
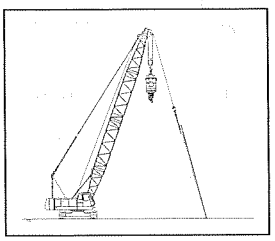
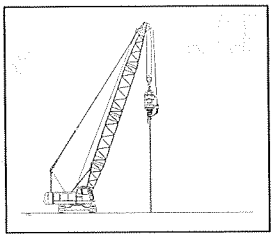


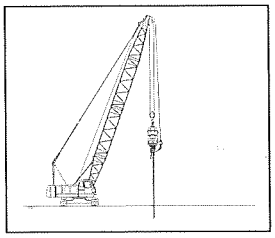
図-11.6.2　機械配置図（例）



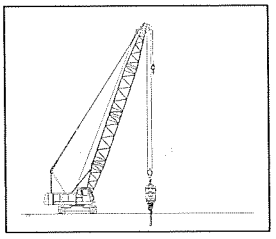
① 鋼矢板を吊込み打設位置に建込む



② バイブロハンマで鋼矢板をチャッキング



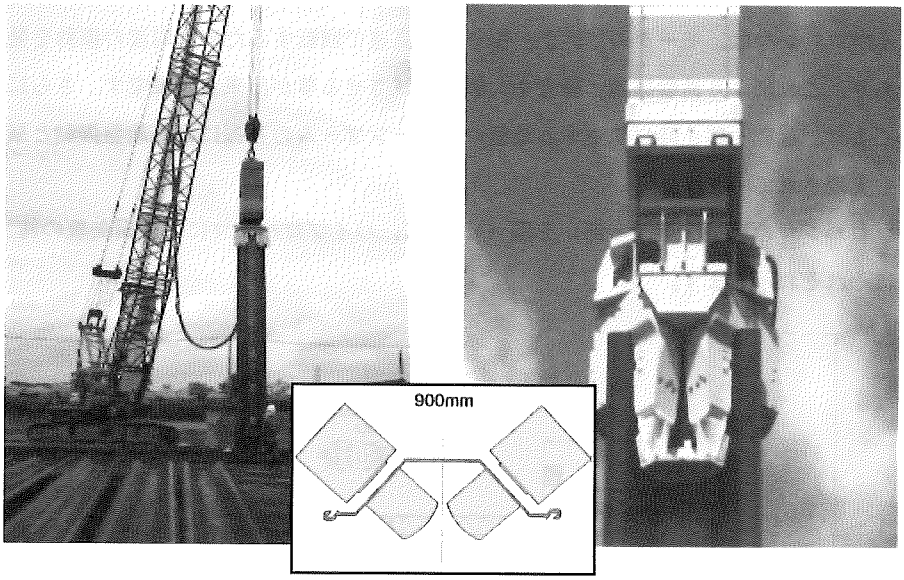
③ 打込みを開始



④ 所定のレベルまで打込み、レベルに達した後バイブロハンマを停止

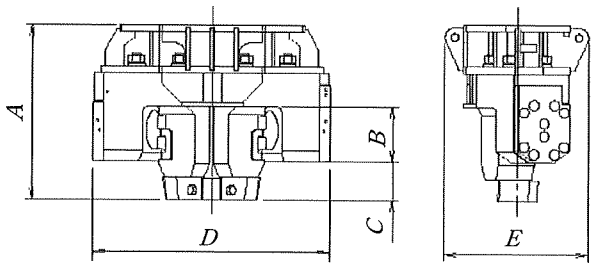
図-11.6.3　施工手順

U形鋼矢板を、バイブロハンマで打設する場合は、一般的に鋼矢板のウェブ部（平坦部）を掴んで行ないます。ハット形鋼矢板900は全幅が900mmと広いため、安定して打設が出来るよう矢板のフランジ部2箇所を掴む専用のチャック装置を用います。図-11.6.4にバイブロハンマによるハット形鋼矢板の打設状況を、図-11.6.5に専用ハットチャックの規格を示します。



ハット形鋼矢板専用チャック

図-11.6.4　バイブロハンマによる鋼矢板打設状況



ハットチャック			
型式名		F-90T	
適用バイブロハンマ規格		油圧式	電動式
		235kW用	60～90kW用
質量（kg）		1620	1920
寸法（mm）	A	962	1227
	B	314	
	C	190	
	D（10H）	1210	
	D（25H）	1260	
	E	840	

図-11.6.5　ハット形鋼矢板専用チャックの規格[18)]

（2） ウォータージェット併用施工

ウォータージェット併用施工は、鋼矢板先端部から土中にウォータージェット噴射することで矢板先端および周面の地盤抵抗を一時的に低減させながらバイブロハンマの振動力と組み合わせて打ち込む施工法です。

主に硬質な中間層の打ち抜き、風化岩や玉石混じり礫層への打込みを低騒音・低振動で行うことができます。

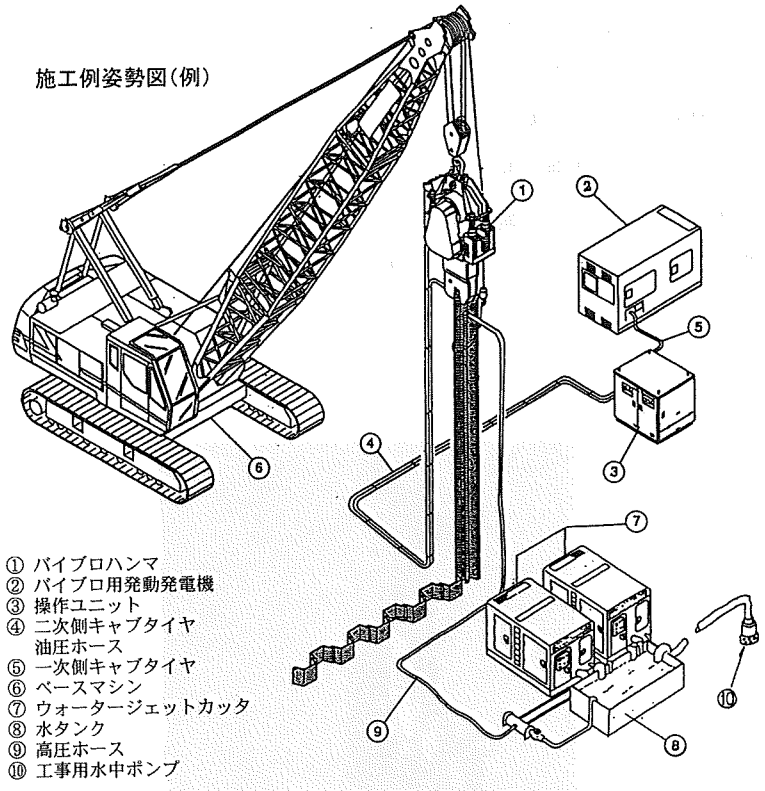


図-11.6.6　ウォータージェット併用バイブロハンマ工法

11.6.3　アースオーガ併用圧入工法（三点式杭打機）

アースオーガー併用圧入工法は、一般的には三点式杭打機とアースオーガー、および容易に取り外しが可能なアタッチメントで構成され、専用機を必要としない工法で、アースオーガによる掘削と油圧押込みを連携させて、鋼矢板を低騒音、低振動で施工する工法です。アースオーガー併用圧入工法として代表的なHAS工法について、主な特徴を以下に示します。

- 低騒音、低振動で施工できる。
- 土質の適合範囲が広い。
- ケーシングを使用するので、鋼矢板のねじれが少ない。
- 油圧及びワイヤーによる圧入併用工法である。
- 油圧チャックを使用するので、施工途中で引き抜くことができる。
- コーナー鋼矢板ならびにH形鋼も施工することができる。
- 施工における垂直性がよいので、鋼矢板の座屈を起こさない。
- スクリュー先端よりモルタルなどを注入し、地盤を固化することができる。

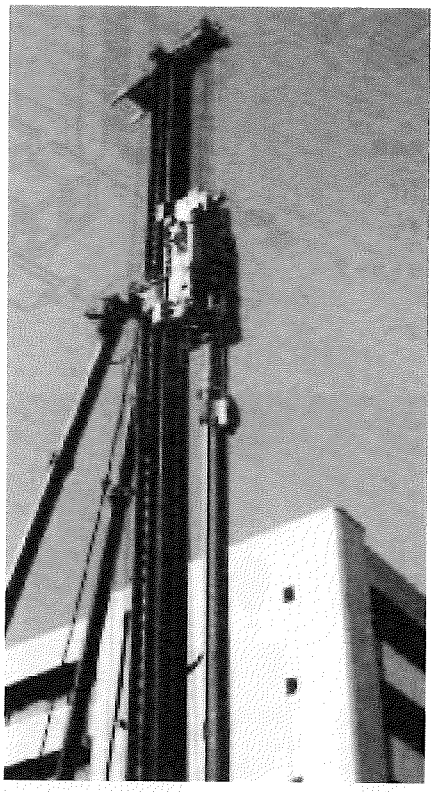


図-11.6.7　アースオーガ併用圧入工法による鋼矢板圧入状況

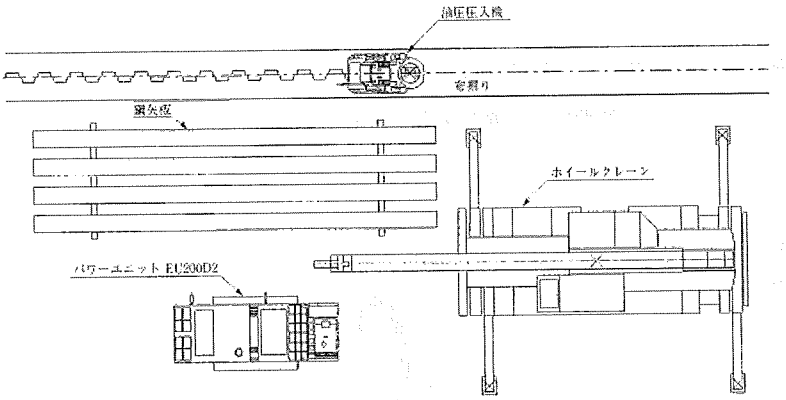
11.6.4　油圧式圧入引抜工法

油圧式圧入引抜工法は、既に地中に打ち込まれた3～4枚の鋼矢板をつかみ、その引抜き抵抗力を反力として次の鋼矢板を油圧で静的に押し込む工法で、打設の完了した鋼矢板壁の上を自走しながら施工します。無振動施工が特に必要な現場で広く活用されています。本体はコンパクトで狭隘な場所での施工にも適しており、現場条件に対応した専用の機械やシステムを用いることにより低空頭の桁下施工や仮設桟橋不要の施工も可能です。また、鋼矢板の吊込みには別途クレーンが必要となります。

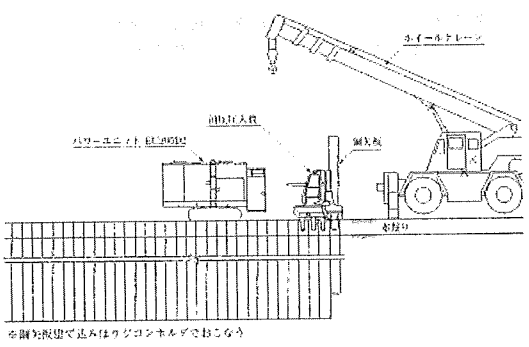
図-11.6.8　油圧圧入機

（1）　単独圧入

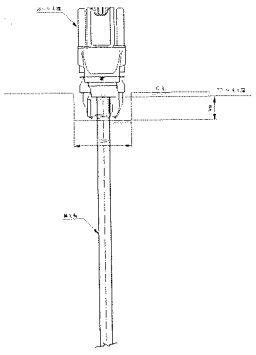
最大N値25以下の比較的軟らかい地盤は静的荷重のみで圧入します。機械配置は現場条件により異なりますが、一般的な単独圧入における機械配置図を図-10.6.9に示します。



(a) 平面図



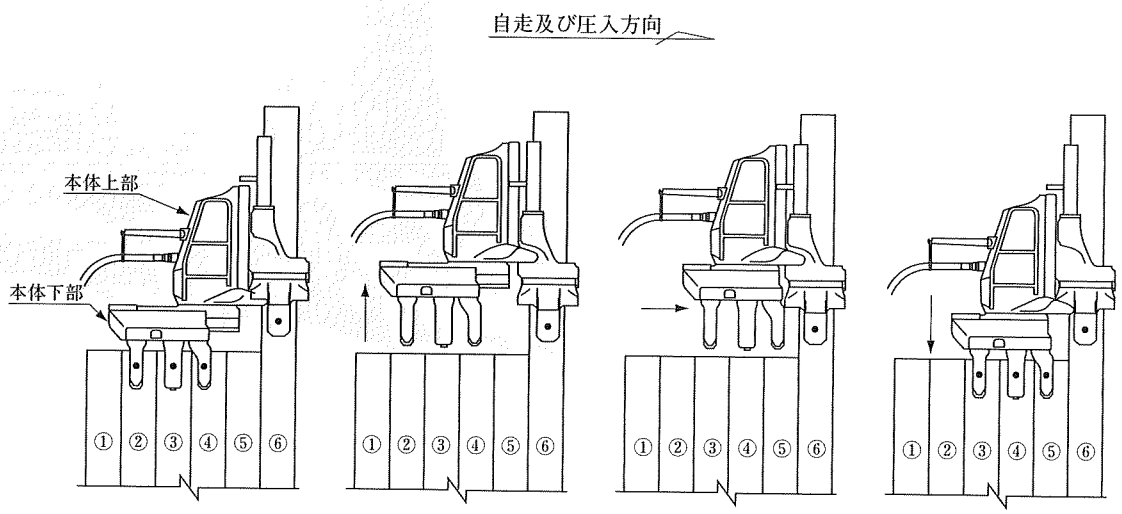
(b) 側面図



(c) 断面図

図-11.6.9　施工フロー

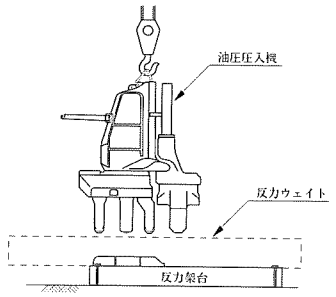
油圧式圧入引抜工法は、図-11.6.10に示すように、完成した鋼矢板壁上を自走します。



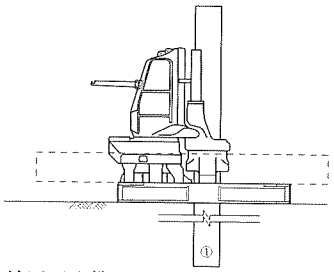
1. ⑥の鋼矢板を支持力が取れるまで圧入する。
2. 本体を上昇させる。
3. 本体下部を前進させる。
4. 本体を下降し自走完了。

図-11.6.10　自走状況

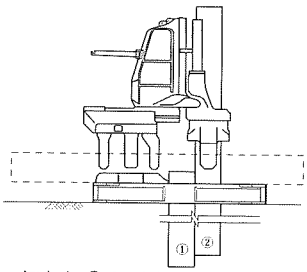
反力となる鋼矢板が無い場合は、初期圧入を行います。初期圧入は、反力架台にウェイトを載せ、それを反力として鋼矢板を圧入します。初期圧入の順序を図-11.6.11に示します。



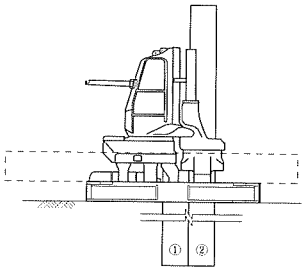
(1) 反力架台を法線上に水平にセットし油圧圧入機、反力ウェイトの順に設置



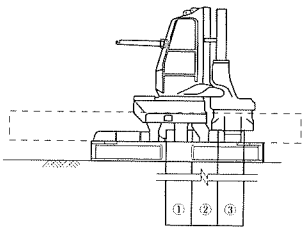
(2) 油圧圧入機チャックに鋼矢板①を建込み法線及び垂直度確認後、圧入作業を開始



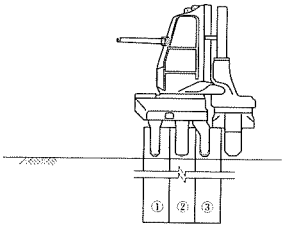
(3) 鋼矢板①を所定の高さまで圧入次に、鋼矢板②を安全に自走できる位置まで圧入後、油圧圧入機自走



(4) 鋼矢板②を所定の高さまで圧入



(5) 前記要領で3枚を順次圧入



(6) 反力ウェイト及び圧入架台を撤去し初期反力鋼矢板の圧入作業完了

図-11.6.11　初期圧入順序

（2） ウォータージェット併用圧入

締まった砂層や礫混り砂質土など、最大N値25～50の比較的硬質な地盤への打設に適用します。杭先端の地盤に高圧水を噴射する（ウォータジェット）ことで、土粒子間の間隙水圧を一時的に高め、土粒子が移動しやすい状態を作り出します。この効果により、先端抵抗力や周面摩擦抵抗力、継手間抵抗力を低減させ、圧入力を小さく抑えて圧入します。

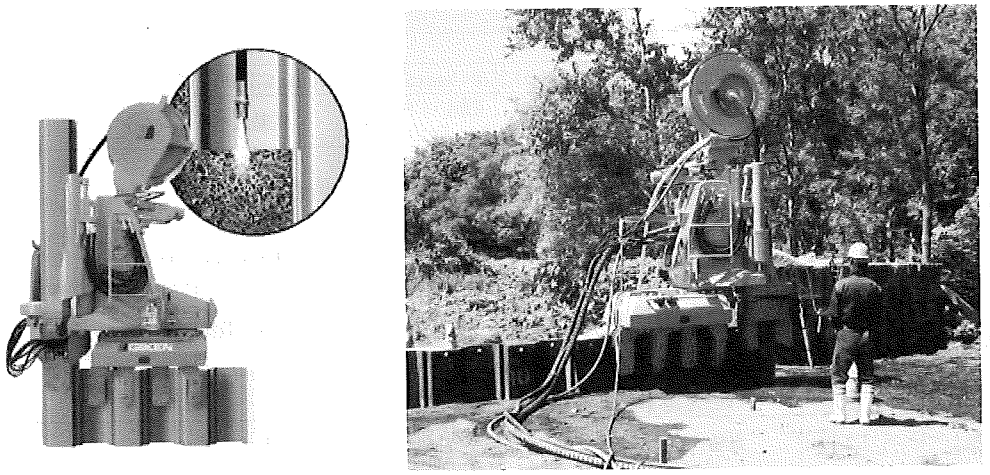


図11-6-12　ウォータージェット併用圧入

（3） 硬質地盤対応圧入

砂礫・玉石層や転石・岩盤層などの最大N値50を超える硬質地盤には、オーガ掘削と圧入を連動させて貫入抵抗力を低減する、硬質地盤対応圧入工法を適用します。泥岩、砂岩、花崗岩などの軟岩Ⅰ、軟岩Ⅱ、中硬岩に分類される岩盤への圧入が可能です。

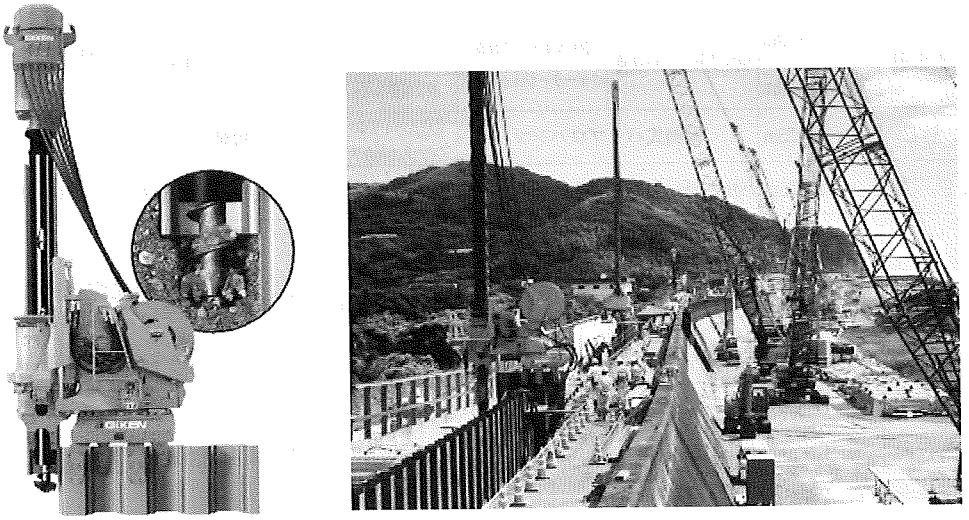


図11-6-13　硬質地盤対応圧入（硬質地盤クリア工法例）

11.6.5　施工方法の選定

鋼矢板の打込みは、現場の状況に応じて前述の各方法を適切に選択します。ここでその一例として、陸上での一般的な施工条件で経済性を考慮した鋼矢板施工法の選定表を表-11.6.2に示します。

表-11.6.2(1)　鋼矢板打込み施工法選定表（参考）[19)]

<table>
<tr><th rowspan="3">鋼矢板
型式</th><th rowspan="3">環境
対策</th><th rowspan="3">打込長</th><th colspan="3">継施工なし</th><th colspan="3">継施工あり</th></tr>
<tr><th colspan="3">N値</th><th colspan="3">N値</th></tr>
<tr><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25<Nmax≦50 ※1,2</th><th>50<Nmax≦180 ※2</th><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25<Nmax≦50 ※1,2</th><th>50<Nmax≦180 ※2</th></tr>
<tr><td rowspan="7">Ⅱ型</td><td>無し</td><td>L≦15m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L≦6m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>6m<L≦10m</td></tr>
<tr><td>10m<L≦15m</td><td colspan="2">油圧式バイブロハンマ</td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="3">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦10m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td>10m<L≦12m</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td rowspan="7">Ⅲ型</td><td>無し</td><td>L≦19m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L≦12m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>12m<L≦15m</td></tr>
<tr><td>15m<L≦19m</td><td colspan="2">油圧式バイブロハンマ</td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="3">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦15m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td>15m<L≦18m</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Ⅳ型</td><td>無し</td><td>L≦25m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="2">低振動</td><td>L≦20m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>20m<L≦25m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦20m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td rowspan="4">ⅤL型</td><td>無し</td><td>L≦25m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>低振動</td><td>L≦25m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td>油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td>油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="2">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>50<Nmax≦65
電動式アースオーガ併用圧入杭打機</td><td>－
65<Nmax≦180
硬質地盤専用圧入機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="3">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦20m</td></tr>
<tr><td>20m<L≦25m</td><td colspan="2">－</td></tr>
<tr><td>ⅥL型</td><td>無振動</td><td>L<3m
3m≦L≦20m
20m<L≦25m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－
硬質地盤専用圧入機
－</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td></tr>
</table>

表-11.6.2(2)　鋼矢板打込み施工法選定表（参考）[19)]

<table>
<tr><th rowspan="3">鋼矢板型式</th><th rowspan="3">環境対策</th><th rowspan="3">打込長</th><th colspan="3">継施工なし</th><th colspan="3">継施工あり</th></tr>
<tr><th colspan="3">N値</th><th colspan="3">N値</th></tr>
<tr><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25<Nmax≦50 ※1,2</th><th>50<Nmax≦180 ※2</th><th>Nmax≦25 ※1</th><th>25<Nmax≦50 ※1,2</th><th>50<Nmax≦180 ※2</th></tr>
<tr><td rowspan="6">Ⅱw型</td><td>無し</td><td>L≦15m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L≦4m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>4m<L≦12m</td></tr>
<tr><td>12m<L≦15m</td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦12m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td>12m≦L≦14m</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Ⅲw型</td><td>無し</td><td>L≦19m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="2">低振動</td><td>L≦12m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>12m<L≦19m</td></tr>
<tr><td rowspan="3">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦25m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Ⅳw型</td><td>無し</td><td>L≦25m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td>電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>低振動</td><td>L≦25m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td>油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td>油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td rowspan="2">無振動</td><td>L<3m</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>3m≦L≦25m</td><td>硬質地盤専用圧入機</td></tr>
<tr><td rowspan="6">10H型</td><td rowspan="2">無し</td><td>L≦15m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>15m<L≦19m</td><td colspan="2">－</td><td colspan="2">－</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L≦4m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>4m<L≦12m</td></tr>
<tr><td>12m<L≦15m</td></tr>
<tr><td rowspan="2">無振動</td><td>L≦12m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="2">油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td rowspan="2">－</td></tr>
<tr><td>12m<L≦14m</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td rowspan="6">25H型</td><td rowspan="2">無し</td><td>L≦19m</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td colspan="2">電動式バイブロハンマ</td><td rowspan="2">電動式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>19m<L≦25m</td><td colspan="2">－</td><td colspan="2">－</td></tr>
<tr><td rowspan="3">低振動</td><td>L≦15m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式バイブロハンマ</td><td rowspan="3">油圧式バイブロハンマ
ウォータージェット併用</td></tr>
<tr><td>15m<L≦19m</td></tr>
<tr><td>19m<L≦25m</td><td colspan="2">－</td><td colspan="2">－</td></tr>
<tr><td>無振動</td><td>L≦25m</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td><td>油圧式抗圧入引抜機</td><td>油圧式抗圧入引抜機
ウォータージェット併用</td><td>－</td></tr>
</table>

※1．以下の条件において、現場条件（軽石等）により、やむを得ずウォータージェット併用施工とする場合、別途考慮する。
但し、低振動条件の油圧式杭圧入引抜機施工区分については、油圧式バイブロハンマ・ウォータージェット併用とする。
・N値条件（電動式バイブロハンマ、油圧式バイブロハンマ）：Nmax<50
・N値条件（油圧式杭圧入引抜機）：Nmax≦25

※2．バイブロハンマ工におけるN値区分については、25<Nmax<50、50≦Nmax≦180と読み替える。

11.6.6　ベースマシン

ベースマシンとは、打撃工法、振動工法、オーガー併用圧入工法などに用いる施工機械（アタッチメント等）を取り付けるベースになるもので、ホイールクレーン、クローラクレーン、トラッククレーン、直結三点支持式杭打機等があります。例として、直結三点支持式杭打機の一例を図-11.6.14に、振動式杭打機の場合を図-11.6.15に示します。

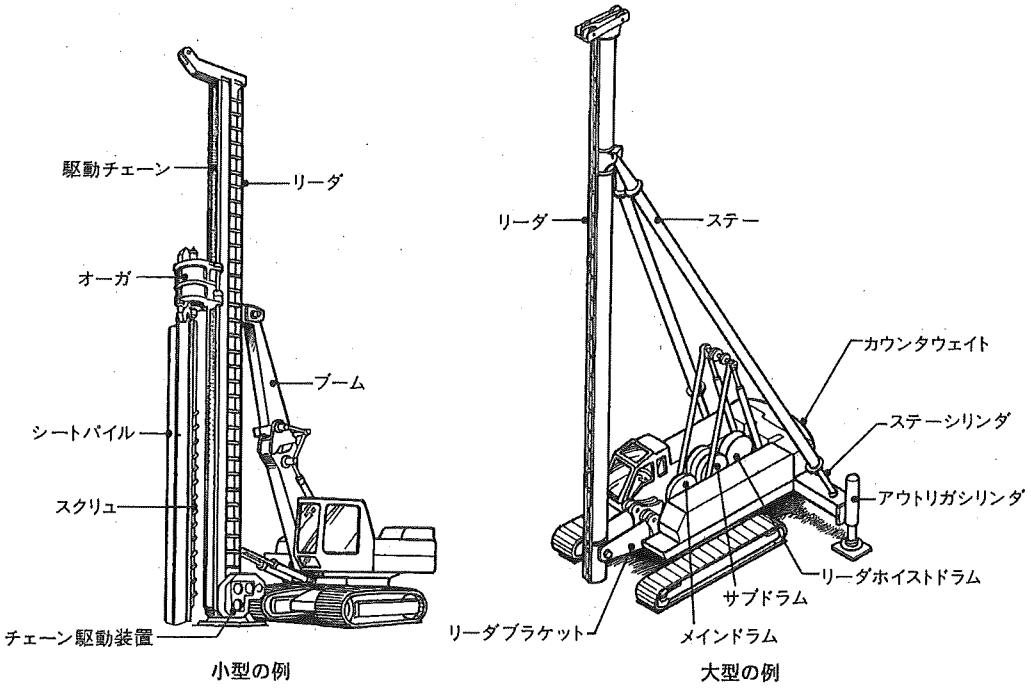


図-11.6.14　三点式杭打機の例

〔参考文献16)、図-2-1〕

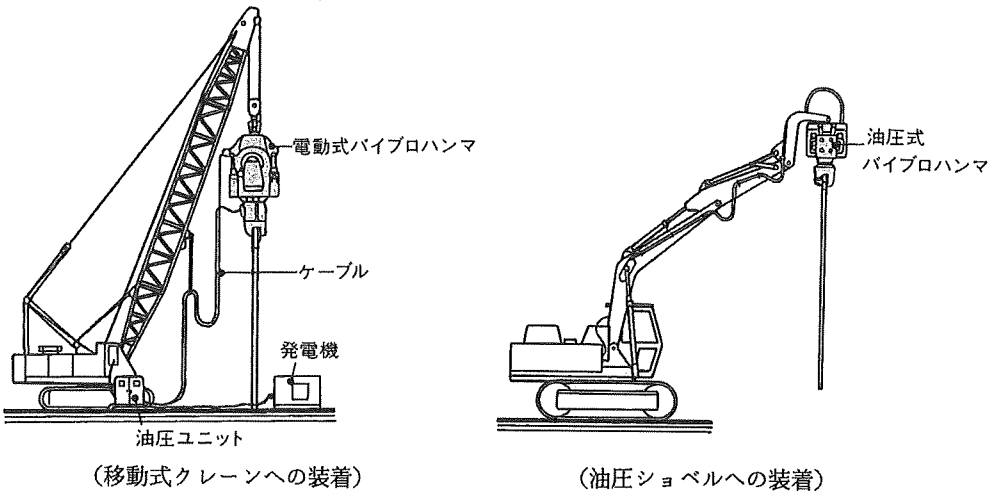


図-11.6.15　振動式杭打機の例

〔参考文献20)、図-2-9〕

また、バイブロハンマ施工におけるベースマシンのクレーン適正吊上げ容量の算定方法は式（11.6.1）の様になります。

必要な吊上げ量は、作業半径において充分な地上高を確保できるブーム長を選定し、クレーン性能表から適合するクレーン規格を選定します。図-11.6.16にクレーン容量算定のための参考図を示します。

$$F = W_c + W + W_p + (P_0 / g \cdot a) \qquad (11.6.1)$$

F ；クレーンの正味吊上げ質量（t）

W_c ；クレーンフックの質量（t）（クレーンカタログを参照）

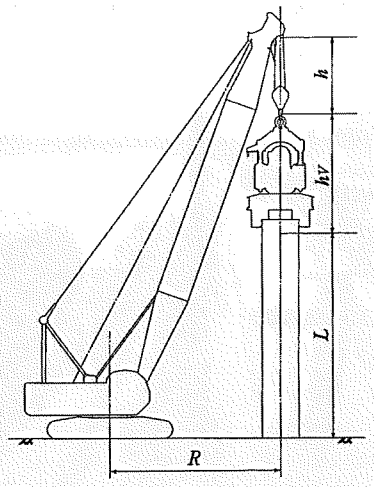
W ；バイブロハンマの全備質量（t）

W_p ；鋼矢板の質量（t）

P_0 ；バイブロハンマの起振力（kN）

g ；重力加速度（9.81m/sec^2）

a ；作業係数（打込時；0.15、引抜時；0.25）



h ； 吊上げ安全余長（m）

hv ； バイブロハンマ全高（m）

L ； 鋼矢板の全長（m）

R ； 作業半径（m）

図-11.6.16　クレーン容量の選定参考図[21)]

11.6.7　台船を用いた施工

港湾・河川部での施工において重機が近づけない場合や鋼矢板の陸送が困難な場合には、台船を用いた施工が行なわれます。

台船を用いた施工は、大きく分けて次の２つに分類できます。

〔1〕 船打ち

港湾部での矢板打ち工事において、打設箇所と陸地との距離が離れており、クレーンのブームが届かない場合に、この方法になります。

船打ちは、陸上打ちと異なり波浪等の気象影響を受けますので、導枠材を十分な強度を有する構造としたり、波浪による鋼矢板壁の変形影響を考慮した仮設計画や施工計画を立てることが必要となります。

〔2〕 陸打ち

施工箇所と陸地との距離が比較的短い場合において、施工場所周辺の陸路の制約条件から、矢板打ち用の重機は配置できるものの、所定の長さの矢板を施工場所まで運搬できない時に選択されます。

陸地から直接矢板打ちできる場合もありますが、構造物の種類によっては、陸側より仮桟橋を先に構築して作業足場とし、この上に杭打ち機を載せて打つ場合もあります。

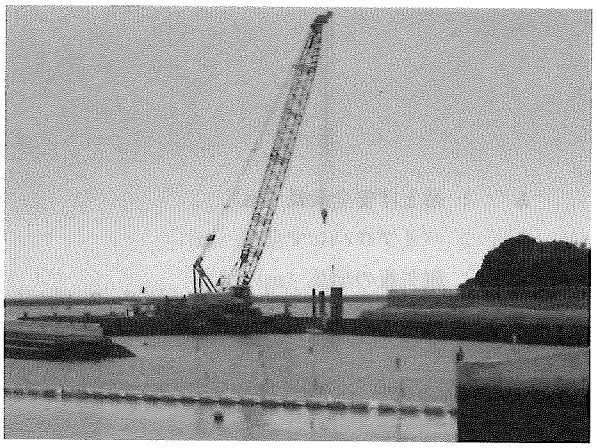


図-11.6.17　船打ちの例（1）

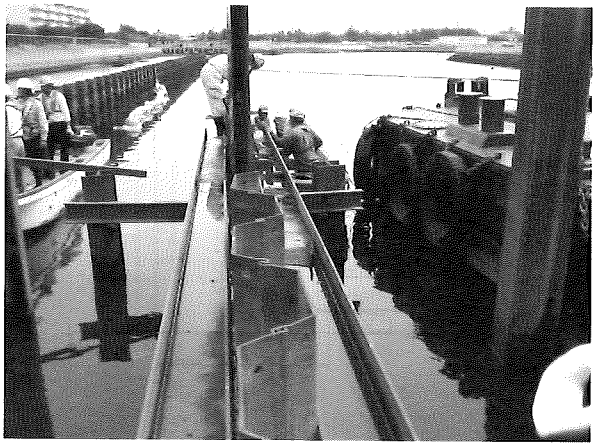


図-11.6.18　船打ちの例（2）

11.7 鋼矢板の溶接施工

鋼矢板を使用するに際しては、各種の異形鋼矢板の製作をはじめ、所定の長さを確保するための縦継ぎ溶接など、溶接作業が幅広く行われています。1967年の制定から永らく用いられてきた規格（SY）、JIS A 5528熱間圧延鋼矢板の化学成分の規定は、炭素（C）、リン（P）等の合金元素が他の同一強度の鋼材に比較して多く含まれ、溶接性のパラメーターとして用いられている炭素当量が比較的大きく、熱影響部の硬化性・延性等に問題が生じることがありました。これを鑑み、従来の規格(SY)と比較し溶接性を向上させた新規格（SYW）が2000年にJIS A 5523溶接用熱間圧延鋼矢板として制定されました。鋼矢板の溶接を行う場合には新規格（SYW）を使用することを推奨致します。

11.7.1 溶接法

建設工事には、通常、アーク溶接が用いられます。アーク溶接は溶接棒、溶接用ワイヤなどと被溶接物（母材）との間に交流または直流の電圧をかけてアークを発生させ、この熱（約6,000℃）によって溶接棒、溶接用ワイヤと母材を融合させて溶融金属を作る方法です。

アーク溶接には多くの種類、方法がありますが、現在鋼矢板の溶接加工に多く用いられているのは被覆アーク溶接、ノンガスアーク溶接、および炭酸ガスアーク溶接です。被覆アーク溶接は被覆剤を塗った溶接棒を用い、運棒を全て人によって行う方法で通常手溶接といわれています。

ノンガスアーク溶接は、フラックス入りワイヤの供給が自動的に行われ、トーチを溶接工が持ち、自由に動かして溶接する方法です。また、炭酸ガスアーク溶接法は、溶融金属を大気から遮蔽する材料として、炭酸ガスを用いるもので、ガスおよびワイヤの供給は自動的に行なわれます。またトーチの操作はノンガス同様、溶接工が行います。

11.7.2 溶接材料

溶接棒は、母材の材質、厚さ、継手形状、溶接姿勢などを考慮し適切にその種類と径を選定する必要があります。

手溶接の場合は、表-11.7.1に示されるような低水素系の被覆アーク溶接棒が用いられます。この溶接棒は溶接金属に悪い影響を与える水素の侵入をできるだけ少なくするため、被覆剤の主成分を炭酸カルシウムとし、有機物を含んでいません。したがって、作業性はイルミナイト系の溶接棒にくらべてやや劣りますが、溶接金属の機械的性質は良好で、特に延性、じん性には極めて優れています。ただ、使用にあたっては、水素を少なくするために使用前に溶接棒を十分乾燥し（300～400℃で1時間程度）、被覆剤に吸湿した水分の除去を行なう必要があります。

ノンガスアーク溶接に用いられる溶接ワイヤは、ワイヤ内にフラックスを包み込み、かつアークの保護ガスをこのフラックスから供給しようとしたものです。このフラックスはガス発生剤、スラグ生成剤、合金剤、脱酸剤、鉄粉などより成り、アーク入熱によって分離し、外気をシールドするガスとなる一方、スラグを形成して溶融メタルを外気から保護します。また、フラックスの中に脱窒、脱酸材を入れて、窒化、酸化を防ぎ、機械的性質が悪くならないよう考慮してあります。

炭酸ガスアーク溶接用ワイヤは、ソリッドワイヤとフラックス入りワイヤに分類されます。ソリッドワイヤは、健全な溶接部を得るためSi、Mnの脱酸元素を、また必要な機械的性質やアークの安定性、作業性向上などを目的にNi、Cr、Mo、Ti、Alなどの元素を適量ずつ添加しています。

フラックス入りワイヤは、スパッタが少なくなるなど、作業性がよく、ビード外観もきれいに仕上りますが、ソリッドワイヤに比べて一般的には高価です。

表-11.7.1　溶接材料例

鋼矢板	手　溶　接		セルフシールド半自動		炭酸ガス半自動（ソリッドワイヤ）		炭酸ガス半自動（フラックス入りワイヤ）	
材質	仕　様	JIS規格	仕　様	JIS規格	仕　様	JIS規格	仕　様	JIS規格
SYW295	低水素系 490N/mm²級用 被覆アーク溶接棒	Z 3211	ノンガス 490N/mm²級用 フラックス入りワイヤ	Z 3313	CO_2 490N/mm²級用 ソリッドワイヤ	Z 3312	CO_2 490N/mm²級用 フラックス入りワイヤ	Z 3313
SYW390	低水素系 570N/mm²級用 被覆アーク溶接棒	Z 3211	－	－	CO_2 570N/mm²級用 ソリッドワイヤ	Z 3312	CO_2 590N/mm²級用 フラックス入りワイヤ	Z 3313

11.7.3　溶接機

手溶接用のアーク溶接機には直流アーク溶接機、交流アーク溶接機の2種類があります。溶接が登場した初期には、アークの安定上直流アーク溶接機が用いられましたが、交流でも安定したアークが得られるようになり、また価格も低廉で保守も簡単なため、現在では交流アーク溶接機がよく用いられています。

セルフシールド半自動溶接用のアーク溶接機は、ワイヤ径の太い（3.2mm等）場合は交流、ワイヤ径の細い（2.0mm等）場合は、直流溶接機が用いられます。

炭酸ガス半自動用のアーク溶接機は直流溶接機が一般的に用いられています。

11.7.4 溶接工

品質のよい溶接部を作るためには、溶接作業に見合う技量が十分にそなわっている者を作業に従事させる必要があります。通常は、次に示すような技術検定試験に合格した者、またはこれと同等の資格を有する者とします。

(1) 手溶接の資格

表-11.7.2 手溶接技術検定試験の種類

継手の種類	試験材料の厚さ区分 mm	開先形状	裏当て金の有無(1)	溶接姿勢	溶接方法及び記号			
					被覆アーク溶接	ティグ溶接	組合せ溶接	ガス溶接
板の突合せ溶接	薄板 (板厚 3.2)	I形又はV形	N	下向 (F)	N－1F	T－1F		G－1F
				立向 (V)	N－1V	T－1V		G－1V
				横向 (H)	N－1H	T－1H		G－1H
				上向 (O)	N－1O	T－1O		G－1O
	中板 (板厚 9.0)	V形	A	下向 (F)	A－2F			
				立向 (V)	A－2V			
				横向 (H)	A－2H			
				下向 (O)	A－2O			
			N	下向 (F)	N－2F		C－2F	
				立向 (V)	N－2V		C－2V	
				横向 (H)	N－2H		C－2H	
				上向 (O)	N－2O		C－2O	
	厚板 (板厚 19.0)	V形	A	下向 (F)	A－3F			
				立向 (V)	A－3V			
				横向 (H)	A－3H			
				下向 (O)	A－3O			
			N	下向 (F)	N－3F		C－3F	
				立向 (V)	N－3V		C－3V	
				横向 (H)	N－3H		C－3H	
				上向 (O)	N－3O		C－3O	

〔参考文献 18)、表1より抜粋〕

この試験は手溶接の技術力を判定するもので、以下のような3つの分類の中から1つづつを選択し（例えば、アーク溶接で板厚 9mm の下向きであれば A-2F)、この技量を評価するものです。

しかし、裏当て金を用いずに裏波溶接する場合など、特殊な溶接を行なう場合は、その溶接内容に見合う技能保持者とする必要があります。

a. 溶接方法

A；アーク溶接（裏当て金を用いる）

N；アーク溶接（裏当て金を用いない）

b. 溶接継手の板厚

1；板厚 3.2mm の鋼板、または t = 4.0～5.3mm

2；板厚 9.0mm の鋼板、または t = 9.0～11.0mm

3；板厚 25mm 以上の鋼板、または t = 20mm 以上

c. 溶接姿勢

F；下向　H；横向　V；立向　O；上向

(2) 半自動溶接の資格

表-11.7.3 半自動溶接技術検定試験の種類

継手の種類	試験材料の厚さ区分 mm	開先形状	裏当て金の有無(1)	溶接姿勢	溶接方法及び記号		
					マグ溶接	組合せ溶接	セルフシールドアーク溶接
板の突合せ溶接	薄板 (板厚 3.2)	I形又はV形	N	下向 (F)	SN－1F		
				立向 (V)	SN－1V		
				横向 (H)	SN－1H		
				上向 (O)	SN－1O		
	中板 (板厚 9.0)	V形	A	下向 (F)	SA－2F		SS－2F
				立向 (V)	SA－2V		SS－2V
				横向 (H)	SA－2H		SS－2H
				下向 (O)	SA－2O		SS－2O
			N	下向 (F)	SN－2F	SC－2F	
				立向 (V)	SN－2V	SC－2V	
				横向 (H)	SN－2H	SC－2H	
				上向 (O)	SN－2O	SC－2O	
	厚板 (板厚 19.0)	V形	A	下向 (F)	SA－3F		SS－3F
				立向 (V)	SA－3V		SS－3V
				横向 (H)	SA－3H		SS－3H
				下向 (O)	SA－3O		SS－3O
			N	下向 (F)	SN－3F	SC－3F	
				立向 (V)	SN－3V	SC－3V	
				横向 (H)	SN－3H	SC－3H	
				上向 (O)	SN－3O	SC－3O	

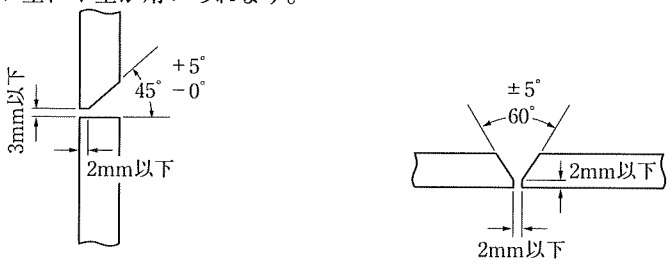
〔参考文献 23)、表 1 より抜粋〕

この試験は、半自動溶接の技術力を判定するもので、試験の種類は手溶接の場合と同じです。したがって、鋼矢板の場合は、特殊な溶接を除いて SS-2F、SS-2H、SS-2V の試験に合格した者とします。

11.7.5 溶接施工

(1) 開先形状

鋼矢板の縦継ぎ、横継ぎの溶接には一般に突合せ溶接が用いられ、必ず開先をとります。その開先形状としては通常、図-11.7.1 に示すレ型、V型が用いられます。



(a) レ 型（縦継ぎ：横向）　　(b) V 型（横継ぎ：下向）

図-11.7.1 開先形状

また、鋼矢板の継手部は、次設の鋼矢板の嵌合性に配慮し、一般的には非溶接としています。(表-11.4.1、表-11.4.2、表-11.4.3 参照)。

(2) 溶接条件

よい溶接を行なうためには溶接内容に見合う適正な溶接機の電流、電圧、運棒速度を設定する必要があります。表-11.7.4に手溶接、表-11.7.5にセルフシールド半自動溶接の条件を例示します。

表-11.7.4　手溶接の溶接条件[20)]

溶接棒径	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)
ϕ 4.0	140～190	20～25	15～20
ϕ 5.0	190～250	25～30	20～30
ϕ 6.0	250～310	25～30	20～30

表-11.7.5　セルフシールド半自動溶接の溶接条件[20)]

ワイヤ径	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)
ϕ 2.4	200～420	24～27	15～25
ϕ 3.2	350～480	25～28	20～30

注：本表は下向き溶接の場合です。

(3) 溶接施工上の注意

溶接作業の際に、次のような点に注意する必要があります。

(i) 充分な容量、性能をもつ溶接機器を使用する。

(ii) 電流、電圧の調節は溶接作業付近で行う。

(iii) 溶接棒は大気中に放置すると吸湿し溶接ワレ、ブローホール等の原因となるので十分乾燥した溶接棒を使用する。なお吸湿した溶接棒の乾燥温度は300～400℃、乾燥時間は1時間程度とする。

(iv) 開先につぶれ等の異常がある場合は正規の形状に手直しする。

(v) ブローホール、スラグ巻込み、溶接ワレの原因となる水分、赤サビ、ミルスケール、油等はあらかじめ溶接前にワイヤブラシ、グラインダー等によって清掃する。

(vi) アークストライクは著しい急冷を伴い、硬化部を生じるので母材では避ける。

(vii) 仮付けビード長が短いとアークストライクと同じように母材および溶着金属を硬化させるのでビード長は40mm以上とし、隅角部、本溶接の始点・終点等の箇所は避ける。

(viii) 一般に突合せ溶接では一層目に溶込み不足が生じ易いので裏はつり（ガウジング）を行い裏溶接する。

(ix) 気温が5℃以下の場合または風が強い日などは冷却速度が速くなり、アークも不安定になるので溶接作業は避ける。やむを得ず溶接を行う場合は、溶接部から100mmの範囲の母材が36℃以上になるように予熱処理し、風よけなど十分な防護処置を行う。

(4) 余　盛

極端な余盛は応力集中を起こして、かえって弱点となりやすいので注意する必要があります。

(5) ガウジング

ガウジングは、表溶接による残滓を除去し、裏溶接により、溶着金属の溶け込みを良くするためのものであり、健全な溶着金属が得られるまで、通常3～6mm位とします。

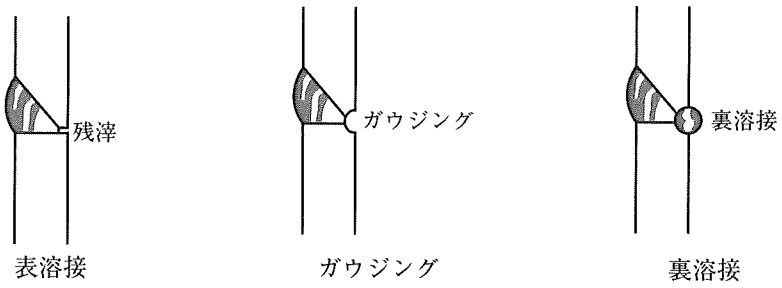


図-11.7.3　ガウジング

ガウジングの方法には、次のようなものがあります。

(i) チッピング法

圧縮空気で駆動する裏はつり用のたがねを使って削る方法です。

(ii) ガスガウジング法

酸素アセチレン炎を使用し、みぞを掘ることを目的とした火口を用いる方法で、相当の熟練度を必要とします。この方法によると、チッピングのような騒音を発することがありません。

(iii) アークエアガウジング法

一部黒鉛化した炭素棒に銅めっきしたものを電極とし、直流または交流アーク溶接機を用いてアークを発生し、ホルダーから噴出する圧縮空気によって、みぞを掘る方法です。

(6) 裏波溶接法

裏波溶接法とは、裏波溶接棒を用い、開先の片面より溶接を行った際に完全な溶着が行われ、かつその裏面に欠陥のない美しいビードを出させる方法です。この方法はガウジングする必要はありませんが、溶接作業が難しく熟練を要します。

11.7.6 検　　査

溶接部の検査は一般に次の項目について行なわれています。

(i) 溶接前；開先角度、ルート間隔、溶接面の清掃等。

(ii) 溶接中；溶接順序、棒径、電流、アークの長さ、各層間の清掃等。

(iii) 溶接後；外観検査（アンダカット、オーバラップ、ワレ、余盛の大きさ等）

なお、外観検査は一般に目視検査で行われていますが、必要に応じて溶剤除去性染色浸透探傷検査（カラーチェック）等が併用されることもあります。

〔参考文献〕

1) （社）日本道路協会；4. 施工計画　4.3 工程計画，杭基礎施工便覧，2007.1，pp.25～26

2) （社）日本港湾協会；第3章直接工事費の施工歩掛，港湾土木請負工事積算基準，2014.4，p3-4.5-9

3) （社）日本道路協会；3-2-1（3）現場継手工，道路土工 仮設構造物工指針，1999.6，p180

4) （社）日本港湾協会；3.2 打込工，鋼矢板施工指針，1971.6，pp.11～33

5) 石黒健，白石基雄，海輪博之；第14章　鋼矢板の打込み施工，鋼矢板工法，1982.6，pp.457～485

6) 建設業労働災害防止協会；3-1-2 杭打機作業の安全上の留意事項，車両系建設機械（基礎工事用）運転業務の安全，1997.12，pp.61～63

7) バイブロハンマ工法技術研究会；表3-34　鋼矢板打込み可能長さの目安，バイブロハンマ設計施工便覧，2010.1，p.97

8) 石黒健，白石基雄，海輪博之；14.8 鋼矢板の引き抜き，鋼矢板工法，1982.6，pp.484～485

9) 石黒健，白石基雄，海輪博之；15.3 控え工，鋼矢板工法，1982.6，pp.488～490

10) 石黒健，白石基雄，海輪博之；15.2 腹起し工，　鋼矢板工法，1982.6，pp.487～488

11) 運輸省港湾技術研究所発行，柴田鋼三、柳生忠彦；図-3　腹起しを矢板陸側に設置した場合・図-12　腹起しを矢板海側に設置した場合，港湾技術資料No.363　矢板腹起しの標準設計（案），1980.12，p.5・p.9"

12) （社）日本港湾協会；3.5 タイロッド工，鋼矢板施工指針，1971.6，pp.37～48

13) 運輸省港湾局監修，（社）日本港湾協会；第5章　石材，港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.7，p458

14) 北陸地方整備局；標準設計，2014.4

15) 共和コンクリート工業（株）；ハットブロックカタログ

16) ジオスター（株）；ハットブロックカタログ

17) 石黒建、白石基雄、海輪博之；第13章　鋼矢板壁の施工法，鋼矢板工法（下），1982.6，pp.413～415

18) バイブロハンマ工法技術研究会；バイブロハンマ設計施工便覧，2010.1，p124

19) 国土交通省大臣官房技術調査課監修，（財）日本建設情報総合センター編集，（財）建設物価調査会；第Ⅱ編　第5章仮設工　⑦-1 鋼矢板打込み，国土交通省土木工事標準積算基準書，2014.7，pp. Ⅱ-5-⑦-1～Ⅱ-5-⑦-2

20) （労働省労働基準局安全衛生部安全課建設安全対策室監修）建設業労働災害防止協会；2-1-1 三点式杭打機の構造上の特長，車両系建設機械（基礎工事用）運転業務の安全，1997.12，p14

21) バイブロハンマ工法技術研究会；バイブロハンマ設計施工便覧，2010.1，pp.121～122

22) （財）日本規格協会；JIS Z3801（1997）手溶接技術検定における試験方法及び判定基準

23) （財）日本規格協会；JIS Z3841（1997）半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準

24) 石黒健，白石基雄，海輪博之；15.10 溶接工，鋼矢板工法，1982.6，pp.504～507

第12章　鋼材の腐食と防食

12.1　腐食

12.1.1　鋼材の腐食

鋼矢板は、大気中、土中、淡水中、海洋飛沫帯や海水中など、種々の腐食環境で用いられます。鋼材の腐食には全て中性の水と酸素が関与します。水や酸素の供給状況は、設置環境によって異なるため、それに応じて、腐食の速さや状況が異なりますが、鋼に水と酸素が反応して「さび」を形成する反応は同じです。鋼材を中性の水溶液に浸すと、その表面には種々の理由から陽極（アノード）と陰極（カソード）が存在し、局部電池（腐食電池）を形成しています。このアノードとカソードでは相互に電子を授受しながら式（12.1.1）および式（12.1.2）で表される反応が進行します。

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-} \qquad \text{アノード反応} \qquad (12.1.1)$$

$$1/2O_2 + H_2O + 2e^{-} \rightarrow 2OH^{-} \qquad \text{カソード反応} \qquad (12.1.2)$$

式（12.1.1）のアノード反応では鉄の溶解、また式（12.1.2）のカソード反応では酸素の還元が起こり、鋼の腐食反応は式（12.1.1）と式（12.1.2）をまとめた式（12.1.3）で表せます。

$$Fe + 1/2O_2 + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2 \qquad (12.1.3)$$

式（12.1.3）で表されるようにFe（OH）$_2$（水酸化第1鉄）が生じ、このFe（OH）$_2$がさらに酸素と反応したり、水の結合離脱が生じて、FeOOH（オキシ水酸化鉄）、Fe_3O_4（マグネタイト）および非晶質物質などから成る「さび」に変化するものです。なお、図-12.1.1にさびの生成模式図を示します。

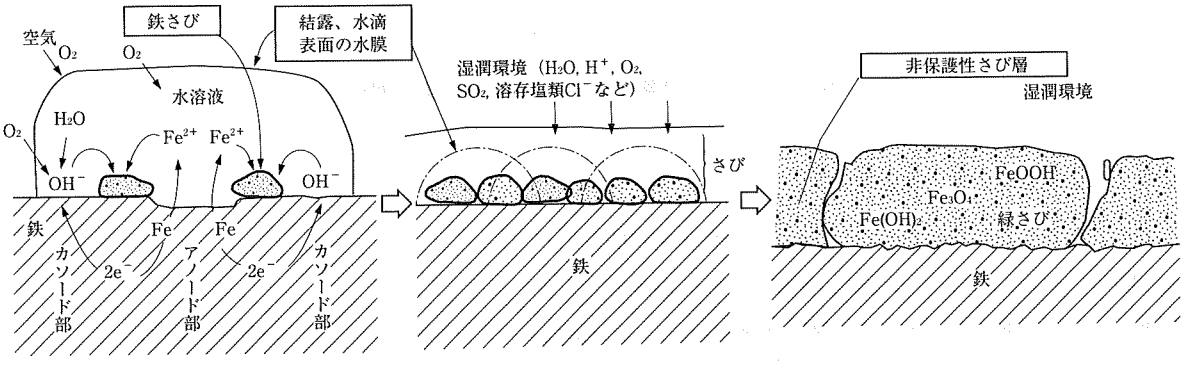


図-12.1.1　さびの生成模式図

12.1.2　鋼表面のさび層の厚さと板厚減少量の関係

腐食によって失われた鉄分のうち、かなりの部分（一般に1/2以上）は鋼表面のさび層の形成に用いられ、残りの一部は一度さびとして鋼表面に残ったのち、浮きさびとなって離れます。他の一部は表面でさびとならず、イオンの状態で流れ去ります。それぞれに用いられる鉄分の割合は、淡水、海水、大気、土壌などの環境により変わりますが、鋼表面のさび層として残存する鉄分の割合は、土壌中では高く大気中では比較的低くなることが多いようです。これは水の流動などによっても変わります。

いま、腐食によって失われた鉄分が全て鋼表面のさび層の形成に用いられたと仮定すると、鋼表面のさび層の厚さと板厚減少量の関係は、式（12.1.4）のようになります。

$$y=\frac{D\cdot S\cdot x}{100A} \qquad (12.1.4)$$

y；鋼材の板厚減少量（mm）

D；さびの見かけ比重

A；鉄の比重（7.85）

x；さび層の厚さ（mm）

S；さび層中の鉄の含有率（%）

一例として、海洋環境（海上大気～海中部）のさび層についての測定結果、D = 2.01、S = 52.4%を上式に入れて計算すると、

$$y=\frac{2.01\times 52.4}{100\times 7.85}x=0.134x \qquad \frac{x}{y}=7.46 \qquad (12.1.5)$$

となります。すなわち、さび層の厚さは板厚減少量の約7.5倍となることがわかります。

この計算例からも明らかなように、たとえ腐食によって失われた鉄分の約半分がさび層の形成に用いられた場合でも、さび層の厚さは板厚減少量よりかなり大きくなります（約3～4倍）。

したがって、さび層の厚さ＝板厚減少量と誤って速断しないよう留意すべきです。

さび層の厚さと板厚減少量の関係を模式的に図-12.1.2に示します。

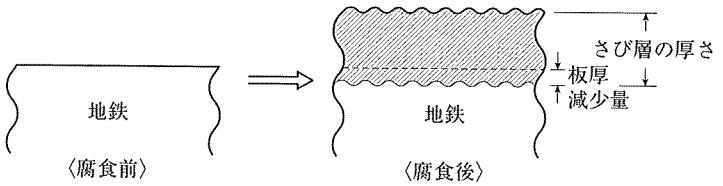


図-12.1.2　さび層の厚さと板厚減少量の関係

12.1.3　海洋環境における腐食

海中に設置された鋼矢板の腐食速度の分布を模式的に示すと、図-12.1.3のようになります。飛沫帯では、海水のしぶきや潮汐により、鋼表面に薄い水の膜が常時存在し、この膜を通して酸素の供給が豊富になるため、鋼の腐食速度は極めて大きくなります。干満帯では、海水による周期的な浸漬の繰り返しを受け、飛沫帯と似た状況となります。しかし腐食速度は飛沫帯に比べて非常に小さくなります。これは、干満帯にあたる部分と干満帯のすぐ下の部分との間に、酸素の供給の差に基づくマクロセル（通気差電池）が形成され、干満帯は陰極となって腐食が減少し、干満帯のすぐ下は陽極となって腐食が促進されるためです。図-12.1.3の干満帯のすぐ下に見られる腐食のピークはこれを反映しています。海上大気部は、海塩粒子（ときには海水飛沫）の飛来が多いため、陸上大気に比べてきびしい腐食環境となります。

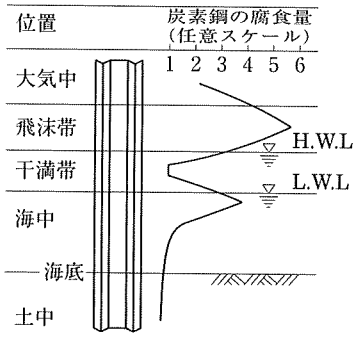


図-12.1.3　海洋環境の区分と腐食傾向

海中部における腐食は、飛沫帯に次いで激しくなりますが、前に述べた干満帯直下での腐食速度の増大をのぞくと、浅海では水深方向における腐食速度はほとんど一定です。

海底土中部では、海水との接触が少なく、酸素の供給も少ないので、海洋環境の中では最も緩やかな箇所となります。

12.1.4 河川環境における腐食

海水（外洋）は平均して3.5%程度ですが、河口付近など河川水の混入する場所では、河川水の塩分含有量は0.01～0.03%であり、海水の塩分濃度が希釈されます。一般に塩分濃度が低くなるほど腐食速度は小さくなります。表-12.1.1は国土交通省（旧建設省）が平成8年度・9年度に実施した全国的な腐食実態調査結果[1]です。表-12.1.1によると、塩素イオン濃度の増加とともに腐食速度が増大する傾向がありますが、特に塩素イオン濃度1000～2000ppm付近で大きく腐食速度が増大する傾向があり、このことから、塩素イオン濃度が1000～2000ppmが感潮河川と一般河川との境界と考えられます。

表-12.1.1 河川環境の区分と腐食傾向

No.	調査年度	地理名	流域区分	※1 調査箇所 (km)	形状・長さ	施工年月	※2 調査区分	経過年数	塩素イオン濃度 (PPM)	腐食量 平均 (mm)	腐食量 標準偏差 (mm/y)	腐食速度 平均 (mm/y)	腐食速度 標準偏差 (mm/y)	最大腐食量 (mm)	最大腐食速度 (mm/y)	実最大孔食深さ (mm)	実最大孔食深さの腐食速度 (mm)	備考
1	平成9年度	北海道	感潮	左岸 3.0	Ⅱ	S. 57	一般	15.0	41	0.100	0.04	0.007	0.002	0.470	0.031	0.7	0.05	鋼矢板に混が付着（10～15mm）
2		北海道	感潮	左岸 4.3	Ⅱ・6m	S. 57	一般	15.0	180	1.330	0.93	0.089	0.062	2.630	0.175	2.67	0.18	
3		北海道	感潮	左岸 2.0	Ⅳ・13m	S. 62	一般	20.0	166	0.520	0.19	0.026	0.010	1.330	0.067	1.32	0.07	
4		北海道	感潮	左岸 1.4	Ⅳ・13m	S. 48	一般	24.0	54	0.590	0.20	0.025	0.008	1.710	0.071	1.95	0.08	
5		北海道	淡水	8.2	Ⅱ・7m	S. 53	一般	19.0	6	1.180	0.12	0.062	0.014	1.660	0.084	2.03	0.23	
6		北海道	淡水	全区間 －	Ⅱ・9m	S. 53	一般	19.0	81	2.070	0.12	0.109	0.006	2.490	0.131	3.06	0.16	
7		中部	淡水	右岸 18.4	Ⅲ	S. 53	重点	19.0	15	0.920	0.35	0.048	0.019	1.570	0.083	3.25	0.17	
8		中部	感潮	右岸 －0.5	Ⅲ	S. 51	重点	21.0	1100	1.840	1.14	0.088	0.054	5.140	0.245	7.91	0.38	
9		中部	淡水	右岸 40.4	Ⅳ	S. 53	重点	19.0	8	0.880	0.87	0.046	0.046	2.130	0.112	2.91	0.15	
22		中部	感潮	左岸 4.7	Ⅱ	S. 53	重点	19.0	1100	1.410	1.06	0.074	0.070	2.130	0.112	4.67	0.31	
11		中国	感潮	左岸 1.5	Ⅱ	S. 63	一般	9.1	9100	1.210	※3	0.133	※3	2.630	0.289	※4	※4	※3 データ数不足の為計算せず
12		中国	淡水	左岸 0.1	Ⅱ	S. 43	重点	22.3	33	0.750	〃	0.034	〃	2.330	0.104	〃	〃	※4 孔食軽微の為計測せず
13		九州	淡水	左岸 28.5	Ⅲ・9m	S. 54	一般	18.3	10	0.510	0.28	0.028	0.019	1.170	0.064	〃	〃	
14		九州	感潮	左岸 10.5	Ⅱ・8m	S. 58	一般	14.3	1090	0.520	0.40	0.036	0.028	0.650	0.045	〃	〃	
15		北陸	感潮	左岸 7.4	Ⅲ・13m	S. 62	引抜	10.0	240	0.480	0.05	0.048	0.005	0.810	0.081	2.15	0.22	
16		北陸	感潮	右岸 4.0	Ⅱ・11m	S. 39	引抜	33.0	20	1.120	0.41	0.034	0.012	2.240	0.068	7.06	0.21	
17		北陸	淡水	左岸 16.8	Ⅲ・13m	H. 4	引抜	5.0	15	0.400	0.02	0.080	0.003	0.690	0.138	1.99	0.4	
18		北陸	淡水	右岸 28.8	LSP3C・6m	S. 42	一般	30.0	29	2.120	0.88	0.071	0.029	3.190	0.106	4.22	0.11	
27		北陸	淡水	右岸 43.0	Ⅳ・15m	S. 55	一般	16.0	5	0.620	0.08	0.039	0.005	1.240	0.078	3.02	0.19	
30	平成8年度	関東	淡水	右岸 25.0	Ⅱ・6m	S. 54	一般	17.3	130	0.364	※3	0.021	※3	1.020	0.059	※5	※5	※5 計測データなし
31		関東	淡水	右岸 38.6	Ⅱ・10m	S. 52	一般	13.8	68	0.317	〃	0.023	〃	0.640	0.046	〃	〃	
32		関東	淡水	右岸 128.4	Ⅱ・7m	S. 53	一般	18.8	※6	0.910	0.65	0.049	0.034	2.210	0.117	〃	〃	※6 固定せず
33		関東	淡水	右岸 133.1	Ⅱ・6m	S. 62	一般	10.0	〃	0.160	0.06	0.016	0.005	0.390	0.039	〃	〃	
34		関東	感潮	右岸 2.0	Ⅳ・23m	S. 58	一般	13.6	7340	0.490	0.09	0.036	0.007	1.270	0.094	〃	〃	
35		関東	感潮	右岸 13.0	Ⅲ・8m	S. 51	一般	21.0	2930	0.260	0.10	0.013	0.004	1.170	0.056	〃	〃	
36		関東	感潮	右岸 26.0	Ⅲ・9m	S. 58	一般	14.0	87	0.430	0.25	0.031	0.019	1.120	0.080	〃	〃	
37		関東	感潮	左岸 26.8	Ⅲ・13m	S. 55	一般	17.0	68	0.360	0.14	0.022	0.007	0.900	0.053	〃	〃	
38		関東	感潮	左岸 13.0	Ⅱ・6m	S. 42	一般	30.0	2420	0.790	0.09	0.026	0.003	1.250	0.042	〃	〃	
39		関東	感潮	16.0	Ⅱ・7m	S. 43	重点	29.0	910	1.020	0.29	0.035	0.010	1.650	0.057	〃	〃	
40		関東	感潮	16.0	Ⅱ・9m	S. 51	一般	21.0	1820	0.500	0.13	0.024	0.006	0.990	0.047	〃	〃	
41		関東	感潮	25.5	Ⅲ・16m	S. 60	一般	12.0	67	0.340	0.11	0.028	0.010	0.940	0.079	〃	〃	
42		関東	淡水	22.5	Ⅱ・10m	S. 57	重点	15.0	40	0.630	0.31	0.042	0.021	1.330	0.089	〃	〃	
43		関東	淡水	30.0	Ⅱ・9m	S. 58	一般	14.0	43	0.400	0.17	0.028	0.013	1.060	0.075	〃	〃	
48	既存データ	関東	感潮	3.5	Ⅲ	S. 39	※7	19.0	9700	2.489	※5	0.131	※6	6.460	0.340	〃	〃	※7 区分についての記録なし
49		関東	感潮	8.8	Ⅲ	S. 37	〃	20.5	6400	1.907	〃	0.093	〃	5.084	0.248	〃	〃	〃
50		関東	感潮	12.8	Ⅲ	S. 39	〃	18.5	2100	1.702	〃	0.092	〃	5.032	0.272	〃	〃	〃
51		関東	感潮	19.0	Ⅲ	S. 45	〃	13.0	130	0.455	〃	0.350	〃	1.768	0.136	〃	〃	〃
52		関東	感潮	3.2	Ⅳ	S. 67	〃	4.0	6300	0.260	〃	0.065	〃	0.732	0.183	〃	〃	〃
53		関東	感潮	6.4	Ⅳ	S. 55	〃	6.0	630	0.174	〃	0.029	〃	0.360	0.050	〃	〃	〃
54		関東	感潮	0.8	Ⅲ	S. 56	〃	5.0	5500	0.285	〃	0.057	〃	0.690	0.138	〃	〃	〃
55		関東	感潮	6.8	Ⅲ	S. 56	〃	5.0	60	0.185	〃	0.037	〃	0.540	0.108	〃	〃	〃

12.1.5　土中および大気中腐食

土壌中では以下のような理由で、一般に水中に比べ腐食の進行は遅くなります。

①土中での水溶液への酸素の供給は水溶液の場合に比して少ない

②金属体は土壌の小粒子で包まれているので、腐食によって生ずる水溶性の金属化合物が拡散しにくく金属体の腐食が抑制されるため

土中の鋼の腐食傾向を知る目安として、一般に土壌比抵抗を用いる場合が多く、水の飽和度が大きく、電解質濃度が高いほど比抵抗が小さく、比抵抗が小さいと腐食程度が高くなる傾向にあります。

表-12.1.2に土中の平均年間腐食量を示します。

表-12.1.2　土中の平均年間腐食量

項目		地表より1～2m区間または地下水位付近30cm（mm/y）	左記以外（mm/y）
土質	土壌比抵抗（Ω-cm）		
良質な砂	6,000以上	0.04～0.05	0.01～0.02
砂質土 礫まじり土 シルト質	1,000～6,000	0.05～0.07	0.01～0.03
粘土	1,000以下	0.10～0.15	0.03～0.05

大気中に関しても、水中に比べ腐食は遅くなります。参考として鋼材の一般的な大気条件下の腐食状況は図-12.1.4、図-12.1.5のとおりです。

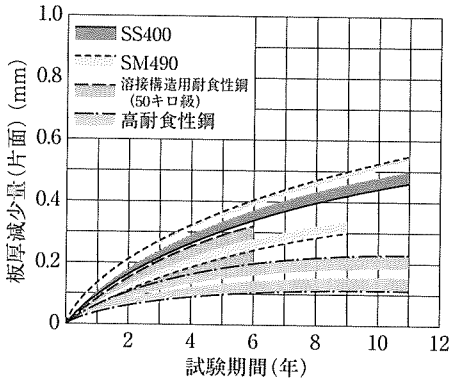


図-12.1.4　腐食量の大きい臨海工業地帯（尼崎，川崎，東京）における大気暴露試験結果

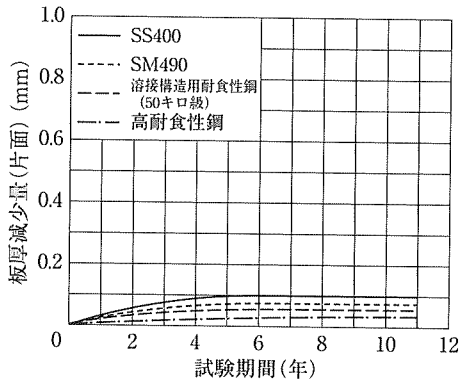


図-12.1.5　非常に腐食量の小さい内陸都市および田園地帯（枕崎，宮崎，彦根，高山，長野，輪島，久慈，山形，札幌，旭川，帯広）における大気暴露試験結果

12.1.6　その他の腐食

〔1〕 異種金属接触腐食

2種類の異なる金属が海水、淡水、空気中の結露水や土壌などの連続した電解質中で接触している時、両者の腐食電位の違いにより卑な電位の金属の腐食がより促進されて生じる腐食を異種金属接触腐食といいます。一方、貴な金属の方は腐食が抑制されます。異種金属を接触させた時の腐食傾向は、電解質中（海水や淡水など）における腐食電位列の位置、電解質の電気伝導度や異種金属の面積比により決まります。ある金属が単独では、ほとんど腐食反応が進行しないのに、他の金属を接触させた場合に、腐食が促進されることが異種金属接触腐食の特徴です。

〔2〕 電食

電食とは電気鉄道や電気防食設備（外部電源装置）のような人為的電気設備からの直流電流に起因して発生する腐食です。図-12.1.6のように電気鉄道などの直流電気設備から漏れ電流が土壌中に流れ出し、その一部が埋設金属体などに流入します。流入した漏れ電流が再び土壌中に流出する箇所で、短期間に激しい腐食が発生します。この漏れ電流を「迷走電流」といいます。ただし、一般に塗覆装を施す埋設金属体と異なり、裸鋼材を使用する基礎杭や鋼矢板の場合は、電流の流出部の面積が大きく、迷走電流の電流密度が低くなるので、埋設管の塗覆装の欠陥部に比べると電食による腐食は小さいです。万一、電食が発生している場合は、排流法、電気防食法、絶縁法などの方法により電食を防止することができます。

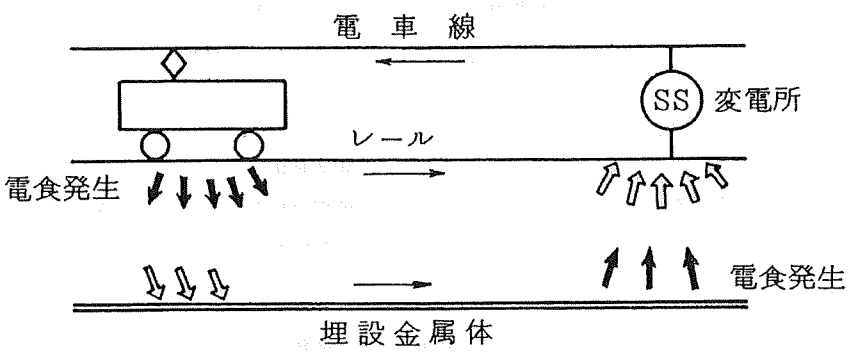


図-12.1.6　電食のメカニズム

12.2 防食

鋼材の腐食対策としては、次の方法があります。

① 腐食代

② 合金元素添加による防食

③ コンクリート被覆による防食

④ 塗覆装による防食

⑤ 電気防食

図-12.2.1に防食工法の種類を示します。

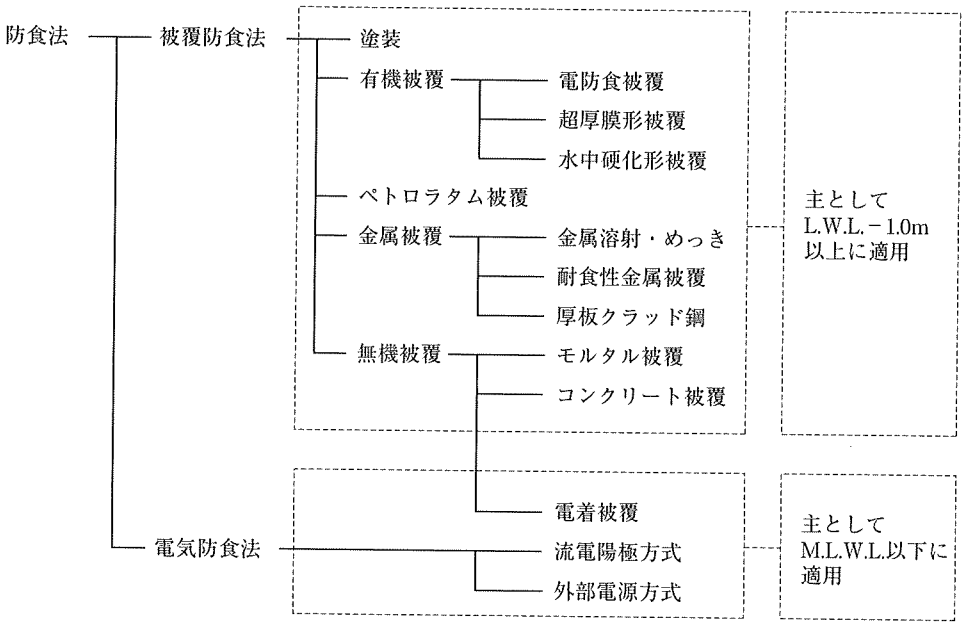


図-12.2.1 防食工法の種類[3)]

主な塗覆装工法の適用性について表-12.2.1に示します。

表-12.2.1　主な塗覆装工法の適用性[4)]

工法＼条件			適用防食範囲					適用鋼材の種類					期待耐用年数	初期コスト	適用実績
			海上大気中	飛沫帯	干満帯	海水中	海岸土中部	鋼管杭	鋼矢板	鋼管矢板	ジャケット	部材接合部			
工場被覆	塗装	海岸厚膜エポキシ塗装系	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	△	◎	◎
		海岸エポキシガラスフレーク塗装系	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	△	○	○
	重防食被覆	ポリエチレン被覆	○	○	○	○	△	○	○	−	−	−	○*2	◎	◎
		ウレタンエラストマー被覆	○	○	○	○	△	○	○	○	−	−	○*2	◎	◎
	極厚膜形被覆	超厚膜形エポキシ樹脂系被覆	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	◎
		超厚膜ポリウレタン樹脂系被覆	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○
	金属被覆	耐海水性ステンレス鋼被覆	○	○	○	○	△	○	−	−	○	△	◎	△	◎
		薄板チタンクラッド鋼被覆	○	○	○	○	△	○	−	−	○	△	◎	△	○
現地被覆	水中硬化形被覆	ペイントタイプ	△	○	○	○	−	○	○	○	○	○	△	○	◎
		パテタイプ	△	○	○	○	−	○	○	○	○	○	△	○	◎
		湿潤面タイプ	○	○	△	−	−	○	○	○	○	○	△	○	○
	ペトロラタム被覆	樹脂鋼保護カバー方式	○	○	○	○	−	○	○	○	△	△	○	○	◎
		耐食性金属保護カバー方式	○	○	○	○	−	○	○	○	△	△	○	○	○
	モルタル被覆	樹脂鋼保護カバー方式	○	○	○	○	−	○	○	○	○	○	○	△	◎
		耐食性金属保護カバー方式	○	○	○	○	−	○	○	○	○	△	○	△	◎

《凡例》

適用防食範囲	○：適する	△：通常は適用しない	−：適用しない
適用鋼材の種類	○：適する	△：通常は適用しない	−：適用しない
期待耐用年数	◎：50年限度	○：30年限度	△：20年限度
初期コスト	◎：安価	○：中程度	△：高価
適用実績	◎：実績大	○：実績中程度	

＊1　期待耐用年数は、過去の実績に基づき、標準的な環境や施工における被覆防食の耐久性の目安である。

＊2　鋼管杭の場合（鋼矢板の場合は△）

以下に鋼矢板で用いる対策について説明します。なお、工場であらかじめ塗布する重防食鋼矢板については12.3で説明します。

12.2.1 腐食代による対策

腐食代による対策は、構造物耐用年数期間中の鋼材の腐食量に見合った肉厚をあらかじめ腐食代として見込む方法です。たとえば、タイロッド式鋼矢板壁の場合、背面土圧による最大応力度の発生点は水深の1/2程度の所になります。ここは腐食速度が小さい範囲になっています。他方、腐食率が大きい水面付近は断面に余裕のある区間です。したがって材料の寿命の点から考えますと、鋼矢板壁は極めてバランスのとれたものになっているといえます。なお、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」[4]には、「干満帯及び海中部においては、腐食環境条件によっては集中腐食等の著しい腐食が生じるおそれがあるため、腐食代による防食は用いないことを原則とする。但し、仮設構造物の場合は腐食代による防食の考え方を適用してもよい。」と記述されています。

12.2.2 コンクリート被覆による防食

コンクリートまたはモルタルを鋼材の表面に巻立てる方法で、セメントの水和あるいは加水分解作用によって、多量の消石灰が生成し、モルタル中の水分の環境をアルカリ性に保ってさびを防止する機構です。この方法による場合は、十分なかぶり厚をとり、ひび割れやはがれを防止できるような構造にする必要があります。

12.2.3 塗装による防食

鋼材表面を塗装することで、腐食環境要因を遮断して防食する方法です。現在では海洋環境に適用される塗装系は、環境によって以下表-12.2.2に示す2種類の仕様が決められております。塗装の下地処理は、サンドブラスト、または、ショットブラストで行ない、下塗りには厚膜形有機ジンクリッチペイント、上塗りには厚膜形エポキシ塗料、または海洋エポキシガラスフレーク塗料を用います。

表-12.2.2 塗装の適用環境と塗装系・塗装仕様[5]

適用環境＼塗装系		海洋厚膜エポキシ塗装系塗装系	海洋エポキシガラスフレーク
海上大気中～海底土中部	標準	IM-A *1	IM-B *1
海上大気中のみ	大気中景観用	CM-A *2	CM-B *2

＊1 海上大気中から海水中まで広く提供可能な塗装系は「IM」系で表示する。
＊2 海上大気中専用（飛沫帯・干満帯・海中適用不可）で景観用の塗装系は「CM」系で表示する。

12.2.4 ペトロラタム被覆（ライニング）防食

ペトロラタム系の防食材により鋼材を被覆する防食法で、被覆した防食材を保護（漂流物、波浪などから）するため保護カバーを取り付ける防食法です。保護カバーには、一般的にはFRPが用いられるが、最近では耐海水性ステンレス鋼やチタンによる保護カバーを使用する場合があります。本方法は、既設鋼構造物へも適用できるため、無防食材の防食や、防食寿命を終えた他防食法の補修方法として適用することが可能です。カバーの取り付けとしては、鋼矢板にスタッドボルトを溶接で取り付けた後、保護カバーを取り付ける方法が用いられます。

12.2.5　電気防食

電気防食法は、腐食の機構（図-12.2.2）に基づき、直流電流（電位付与）によって鋼材表面の局部電池の陰極と陽極の電位差を消滅させる方法です。図-12.2.3に示すように、水中または土中の鋼材を直流電源装置のマイナスに接続して陰極とし、プラス側に接続した電極から、水中、土中を通して電流を鋼材表面に流入させるものです。

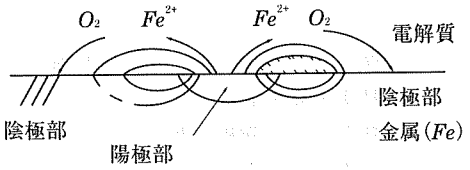


図-12.2.2　局部電池による腐食の機構

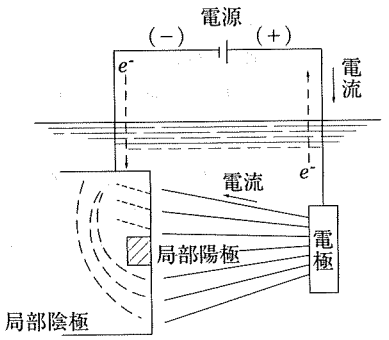


図-12.2.3　電気防食の状況

局部電池の陰極部が存在する鋼材表面に電流が流入すると、電位の関係から、電流は主として陰極部に集中して流入し、陰分極が進行して局部陰極の電位は降下します。陰極部の電位が陽極部の電位に等しいところまで降下すると、ついには両者の電位差はなくなり、局部電池（すなわち腐食電流）は消滅して、腐食はなくなります。

電気防食には交流電力を整流器で直流に交換して防食電流を供給する外部電源方式と、金属の持つ電位差（異種金属間電位差）を利用して防食電流を得る流電陽極方式とがあります。

〔1〕 外部電源方式

外部電源方式は図-12.2.4に示すとおり、交流を防食電流の通電に適した直流に変換する整流器と水中、土中に設置して防食電流を流す電極と、この直流電源装置と電極および被防食体とを接続する配線配管によって構成されます。

〔2〕 流電陽極方式

流電陽極方式は図-12.2.5に示すとおり、被防食体よりも卑な電位をもつ亜鉛、アルミニウム、マグネシウムあるいはこれらの合金の陽極材料金属と、それと被防食体を接続する電線などで構成されます。

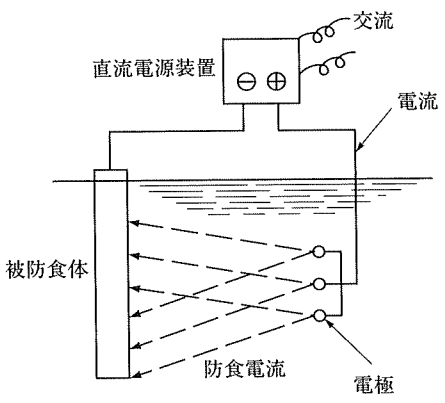


図-12.2.4　外部電源方式

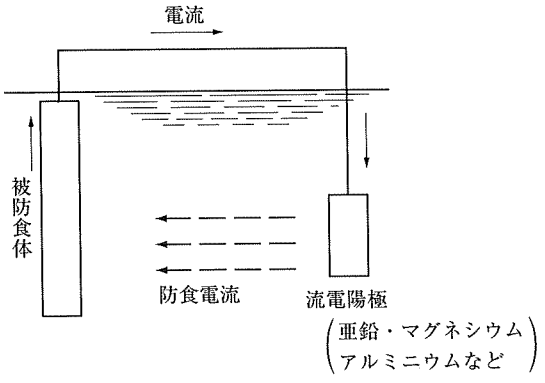


図-12.2.5　流電陽極方式

また、流電陽極方式と外部電源方式の特長を示せば表-12.2.3のとおりです。

表-12.2.3　電気防食方法の特長[6)]

方式	長　所	短　所
流電陽極方式	・メンテナンスが容易である。 ・施工が容易である。 ・陽極寿命を任意に設定できる。 ・小規模、独立した施設では、割安である。 ・電源のない場所で適用できる。	・河川などの高抵抗率環境には適さない。 ・防食電流の調整ができない。 ・陽極が寿命に適した時には取り替える必要がある。
外部電源方式	・出力電圧を任意に調整できる。 ・高流速下、河川水混入下など、変化の激しい特殊な環境にも対応できる。	・電源のない場所では、適用が困難である。 ・維持電力費を必要とする。 ・過防食や特殊鋼構造物への影響を留意する必要がある。

流電陽極方式で使用される陽極材としてはアルミニウム合金、マグネシウム合金、亜鉛合金等がありますが、アルミニウム合金陽極は有効電気量が特に大きく、消耗率が小さいため多く使用されております。

アルミニウム合金陽極には防食期間に応じて、5～50年用があります。その製品例を表-12.2.4～表-12.2.6に示します。

表-12.2.4　ALAP-K製品規格（㈱ナカボーテック製）

型名	形状寸法 (A + B) × C × L (mm)	質量 (kg)	標準発生電流 (A)	耐用年数 (年)
H-172A073	(120 + 140) × 140 × 730	40.0	2.0	10
H-153A116	(100 + 120) × 130 × 1160	49.5	2.5	10
H-140A166	(90 + 110) × 120 × 1660	58.4	3.0	10
H-134A211	(90 + 110) × 110 × 2110	67.8	3.5	10
H-189A088S	(120 + 160) × 155 × 880	57.1	2.0	15
H-205A093	(140 + 180) × 160 × 930	70.3	2.5	15
H-182A141	(130 + 150) × 145 × 1410	83.5	3.0	15
H-172A185	(120 + 140) × 140 × 1850	97.8	3.5	15
H-304A045S	(210 + 270) × 235 × 450	73.8	2.0	20
H-284A064	(210 + 270) × 235 × 560	91.5	2.5	20
H-226A121	(160 + 180) × 185 × 1210	109.5	3.0	20
H-208A169	(140 + 170) × 170 × 1690	127.6	3.5	20
H-335A055T	(240 + 290) × 260 × 550	113.0	2.0	30
H-332A070S	(240 + 280) × 260 × 700	138.9	2.5	30
H-356A073	(255 + 300) × 280 × 730	165.6	3.0	30
H-287A131	(200 + 240) × 230 × 1310	192.3	3.5	30
H-453A040T	(320 + 390) × 355 × 400	147.1	2.0	40
H-356A081T	(255 + 300) × 280 × 810	181.3	2.5	40
H-335A110S	(240 + 290) × 260 × 1100	216.7	3.0	40
H-300A160S	(210 + 250) × 240 × 1600	251.8	3.5	40
H-549A034T	(390 + 470) × 430 × 340	181.2	2.0	50
H-453A063T	(320 + 390) × 355 × 630	226.0	2.5	50
H-380A107T	(270 + 330) × 295 × 1070	267.7	3.0	50
H-356A142S	(255 + 300) × 280 × 1420	310.8	3.5	50

抵抗率：30 Ω・cm

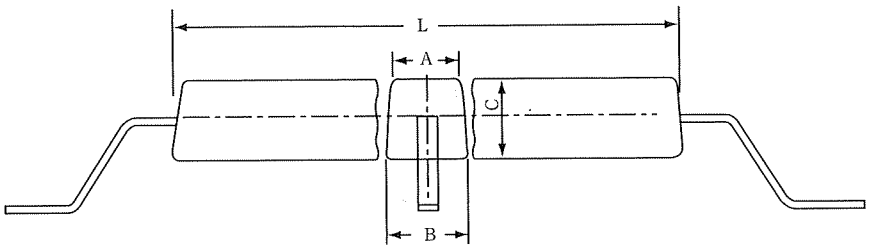


表-12.2.5　アラノード製品規格（日本防蝕工業㈱製）

型　　名	形　状　寸　法 (A + B) × C × L (mm)	質　　量 (kg)	標準発生電流 (A)	耐用年数 (年)
TA10 -2.0A	(100 + 130) × 120 × 960	40.4	2.0	10
TA10 -2.5A	(100 + 130) × 120 × 1195	49.5	2.5	
TA10 -3.0A	(100 + 130) × 120 × 1437	60.1	3.0	
TA10 -3.5A	(100 + 130) × 110 × 1833	69.4	3.5	
TA20 -2.0A	(130 + 175) × 150 × 1104	74.4	2.0	20
TA20 -2.5A	(190 + 230) × 200 × 748	90.7	2.5	
TA20 -3.0A	(145 + 210) × 190 × 1117	108.1	3.0	
TA20 -3.5A	(140 + 200) × 180 × 1437	125.5	3.5	
TA30 -2.0A	(165 + 215) × 190 × 1043	108.0	2.0	30
TA30 -2.5A	(205 + 275) × 240 × 815	132.9	2.5	
TA30 -3.0A	(230 + 290) × 260 × 835	163.8	3.0	
TA30 -3.5A	(190 + 230) × 200 × 1570	190.2	3.5	
TA40 -2.0A	(200 + 240) × 220 × 1035	141.7	2.0	40
TA40 -2.5A	(200 + 240) × 220 × 1297	181.4	2.5	
TA40 -3.0A	(280 + 320) × 300 × 835	215.5	3.0	
TA40 -3.5A	(280 + 320) × 300 × 973	249.3	3.5	
TA50 -2.0A	(280 + 320) × 200 × 1045	180.9	2.0	50
TA50 -2.5A	(280 + 320) × 200 × 1305	223.4	2.5	
TA50 -3.0A	(280 + 320) × 200 × 1565	266.0	3.0	
TA50 -3.5A	(300 + 360) × 320 × 1036	308.6	3.5	

抵抗率：30 Ω・cm

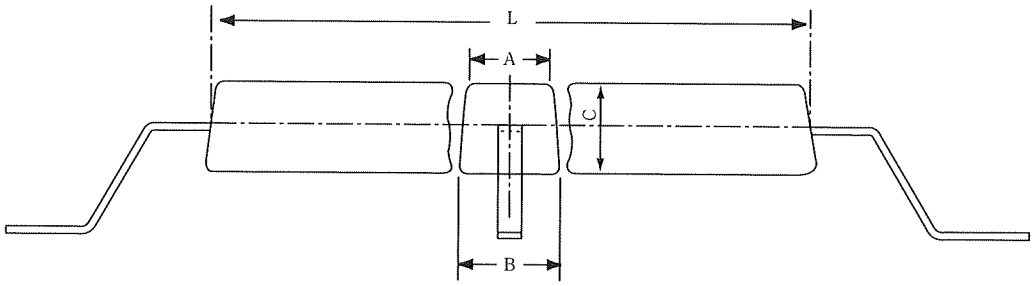
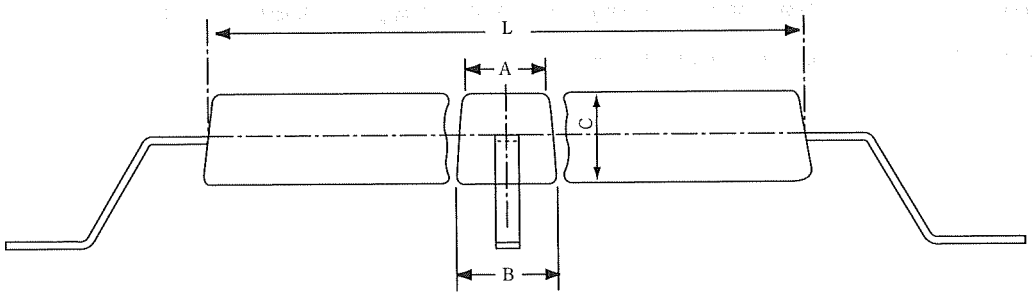


表-12.2.6　ALAT 製品規格（日鉄住金防蝕㈱製）

型　　名	形状寸法 (A + B) × C × L (mm)	質　　量 (kg)	標準発生電流 (A)	耐用年数 (年)
AH-1020	(130 + 155) × 140 × 670	40.2	2.0	10
AH-1025	(100 + 120) × 130 × 1170	50.0	2.5	
AH-1030	(95 + 115) × 115 × 1650	58.5	3.0	
AH-1035	(95 + 115) × 105 × 2110	67.9	3.5	
AH-1520	(140 + 160) × 160 × 800	57.2	2.0	15
AH-1525	(140 + 160) × 160 × 990	69.8	2.5	
AH-1530	(130 + 155) × 140 × 1440	83.9	3.0	
AH-1535	(110 + 130) × 125 × 2250	98.5	3.5	
AH-2020	(230 + 265) × 245 × 420	74.0	2.0	20
AH-2025	(200 + 240) × 230 × 630	92.4	2.5	
AH-2030	(140 + 160) × 160 × 1590	109.5	3.0	
AH-2035	(120 + 160) × 155 × 2080	131.2	3.5	
AH-3020	(240 + 280) × 260 × 570	114.8	2.0	30
AH-3025	(255 + 300) × 280 × 610	138.9	2.5	
AH-3030	(180 + 220) × 200 × 1430	167.4	3.0	
AH-3035	(200 + 240) × 255 × 1340	192.3	3.5	
AH-4020	(320 + 385) × 370 × 390	148.3	2.0	40
AH-4025	(240 + 300) × 260 × 900	182.2	2.5	
AH-4030	(255 + 300) × 280 × 980	217.4	3.0	
AH-4035	(210 + 270) × 235 × 1590	260.3	3.5	
AH-5020	(400 + 460) × 420 × 350	182.1	2.0	50
AH-5025	(320 + 385) × 370 × 610	226.3	2.5	
AH-5030	(280 + 320) × 290 × 1090	268.1	3.0	
AH-5035	(270 + 330) × 295 × 1250	311.2	3.5	

抵抗率：30 Ω・cm



これら陽極の取付け方法には、水中固定式、吊下げ式、ボルト式がありますが、現在ではほとんど水中固定式が用いられています。水中固定式は鋼矢板に陽極を水中溶接により取付ける方法です。取付け方法を図-12.2.6に示します。

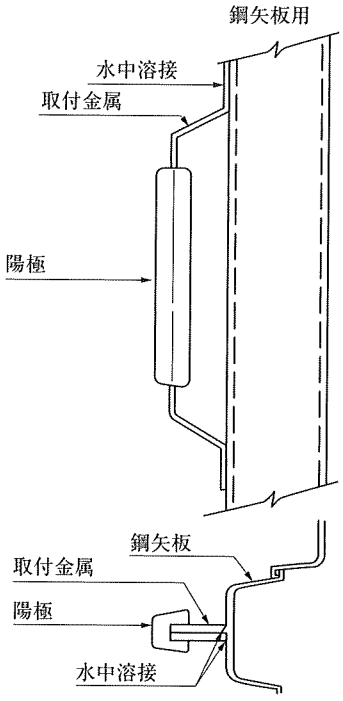


図-12.2.6　陽極取付け方法

防食面積については、対象物の構造、表面状態、電気的導通を検討し、各環境ごとに算出します。
防食面積の算出に用いる鋼矢板の周辺係数を表-12.2.7に示します。

表-12.2.7　鋼矢板の周辺係数

種類			係数	種類			係数
U形鋼矢板（ラカワナ形）	YSP-Ⅰ	Ⅰ	1.25	Z形鋼矢板	YSP-Z_{14}	Z_{14}	1.6
	YSP-Ⅱ　NKSP-Ⅱ	Ⅱ	1.35		YSP-Z_{25}　FSP-Z_{25} NKSP-Z_{25}　KSP-Z_{25}	Z_{25}	1.8
	YSP-Ⅲ　NKSP-Ⅲ	Ⅲ	1.45		YSP-Z_{32}　FSP-Z_{32} NKSP-Z_{32}　KSP-Z_{32}	Z_{32}	1.85
	YSP-Ⅳ　NKSP-Ⅳ	Ⅳ	1.6		YSP-Z_{38}　FSP-Z_{38} NKSP-Z_{38}　KSP-Z_{38}	Z_{38}	1.9
	YSP-V	V	1.65		YSP-Z_{45}　FSP-Z_{45} NKSP-Z_{45}　KSP-Z_{45}	Z_{45}	1.95
	YSP-U_5　NKSP-U_5	U_5	1.3				
	YSP-U_9　NKSP-U_9	U_9	1.4				
	YSP-U_{15}　NKSP-U_{15}	U_{15}	1.55				
	YSP-U_{23}　NKSP-U_{23}	U_{23}	1.7				
U形鋼矢板（ラルゼン形）	FSP-Ⅱ　SKSP-Ⅱ　NS-SP-Ⅱ NKSP-Ⅱ（L）　KSP-Ⅱ　JFESP-2	Ⅱ	1.55	H形鋼矢板	YSP-B66 YSP-B7 4KSP-H		1.2
	FSP-Ⅲ　SKSP-Ⅲ　NS-SP-Ⅲ NKSP-Ⅲ（L）　KSP-Ⅲ　JFESP-3	Ⅲ	1.65				
	FSP-Ⅲ　SKSP-Ⅲ　NS-SP-Ⅲ NKSP-Ⅲ（L）　KSP-Ⅲ　JFESP-3	Ⅳ	1.85	直線形鋼矢板	YSP-F　FSP-F KSP-F	F	1.1
	FSP-$Ⅰ_A$　SKSP-$Ⅰ_A$ NKSP-$Ⅰ_A$　KSP-$Ⅰ_A$　JFESP-1_A	$Ⅰ_A$	1.4		YSP-F_A　FSP-F_A KSP-F_A	F_A	1.1
	FSP-$Ⅱ_A$　SKSP-$Ⅱ_A$ NKSP-$Ⅱ_A$　KSP-$Ⅱ_A$	$Ⅱ_A$	1.6		YSP-F_X KSP-F_X	F_X	1.1
	FSP-$Ⅲ_A$　SKSP-$Ⅲ_A$ NKSP-$Ⅲ_A$　KSP-$Ⅲ_A$	$Ⅲ_A$	1.7		YSP-F_L　NS-SP-F_L KSP-F_L　JFESP-F_L	F_L	1.1
	FSP-$Ⅳ_A$　SKSP-$Ⅳ_A$ NKSP-$Ⅳ_A$　KSP-$Ⅳ_A$	$Ⅳ_A$	1.8		YSP-F_{XL}　NS-SP-F_{XL} KSP-F_{XL}　JFESP-F_{XL}	F_{XL}	1.1
	FSP-V_L　SKSP-V_L　NS-SP-V_L NKSP-V_L　KSP-V_L　JFESP-5_L	V_L	1.7	ハット形鋼矢板	NSP-10H　SKSP-10H NS-SP-10H　JFESP-10H	10H	1.3
	FSP-$Ⅵ_L$　SKSP-$Ⅵ_L$　NS-SP-$Ⅵ_L$ NKSP-$Ⅵ_L$　KSP-$Ⅵ_L$　JFESP-6_L	$Ⅵ_L$	1.75		NSP-25H　SKSP-25H NS-SP-25H　JFESP-25H	25H	1.5
	NSP-$Ⅱ_W$　SKSP-$Ⅱ_W$　NS-SP-$Ⅱ_W$ NKSP-$Ⅱ_W$　KSP-$Ⅱ_W$　JFESP-2_W	$Ⅱ_W$	1.4				
	NSP-$Ⅲ_W$　SKSP-$Ⅲ_W$　NS-SP-$Ⅲ_W$ NKSP-$Ⅲ_W$　KSP-$Ⅲ_W$　JFESP-3_W	$Ⅲ_W$	1.5	鋼管矢板			1.57
	NSP-$Ⅳ_W$　SKSP-$Ⅳ_W$　NS-SP-$Ⅳ_W$ NKSP-$Ⅳ_W$　KSP-$Ⅳ_W$　JFESP-4_W	$Ⅳ_W$	1.6				

（参考資料7に一部加筆）

12.3 重防食鋼矢板

重防食鋼矢板は、適切な維持管理を行えば、長期間に渡り防食機能が発揮できるよう、特殊なポリエチレンあるいはウレタンエラストマーを鋼矢板メーカーが工場で被覆した製品です。ただし、現在、ポリエチレン重防食鋼矢板は製造しているメーカーはありません。

鋼材の腐食は既述したように電気化学的作用によって進行し、その程度は使用される環境に大きく左右されます。重防食鋼矢板に使用している被覆材は、いわゆる合成樹脂の一種であり、電気的絶縁性に優れています。また、海洋など過酷な環境を十分に遮断できるよう高い接着強度や耐衝撃強度を有していますので、被覆防食法の中では、最適な材料の1つと言えます。

12.3.1 重防食鋼矢板製品の仕様

重防食鋼矢板は、図-12.3.1、図-12.3.2に示すような防食層から構成されています。除錆された鋼材の表面は、防食と接着効果を向上させるため特殊な表面処理剤（プライマ）が塗布され、その上に、ポリエチレンあるいはウレタンエラストマーが被覆されます（ただし、ポリエチレンの場合、二層となっており、下層が同図に示す接着剤層となっています）。

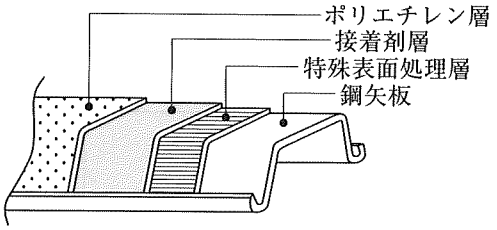


図-12.3.1 ポリエチレン重防食鋼矢板

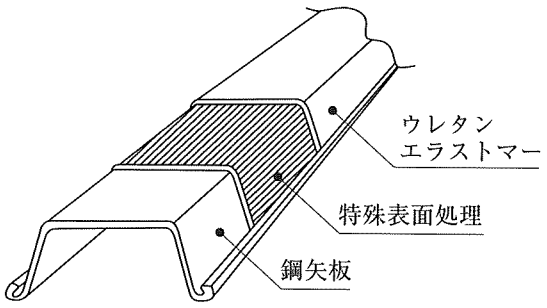


図-12.3.2 ウレタン重防食鋼矢板

重防食鋼矢板は、1本の中において、ある程度任意の位置を被覆することが可能ですが、図-12.3.3に（A）～（C）の3方式を標準とします。

（A）方式は、L.W.L.-1.0m以上に重防食製品、M.L.W.L以下に電気防食を適用する方法で最も実績がある方法です。但し、海水の汚染度、塩分濃度、河川水の流入とその汚染度、流速や水深等を考慮して、被覆範囲が変更されることがあります。例えば、東京湾では海上大気部からL.W.L.-1.5m[8]、大阪湾や瀬戸内海沿岸の一部では海上大気部からL.W.L.-2.0mまでとしている場合があります。

（B）方式は、海上部から海中部、及び海底土中部の一部に重防食製品、M.L.W.L.以下に電気防食を適用する方法です。外洋や高潮流海域等で大きな防食電流密度を必要とする場合、あるいは河口付近の水門・閘門や護岸等で季節により海水の電気抵抗率が大きく変動する場合などで、防食電流の低減または電流分布の均一化を図る目的で重防食被覆と電気防食を併用することが大規模施設等においては経済的かつ効果的な場合があります。なお、重防食製品と電気防食（特に流電陽極方式）の併用にあたり、重防食製品に損傷を与えないように、あらかじめ陽極の台座等を設けておく等の配慮が必要です。

（C）方式は海上部から海中部、及び海底土中部の一部に重防食製品を適用する方法です。この場合、海底土中部の防食工が適用されない部位の鋼材は、その海域の腐食量に見合った板厚の増加が必要です。この方式の設計例としては、①現地盤を掘削し計画水深まで掘り下げる場合、②現地盤上に捨石等による根固めが行われる場

合、③地盤改良により現地盤を良質な砂質土に置き換えられる場合などが挙げられます。この全ての場合において、防食層を計画水深（または現地盤面）から1.0m程度根入れすることが望まれます。

また、コーピングへの重防食部の埋め込み代は、コンクリートの付着面積と防食とを考慮して、一般的に50～100mm程度とします。

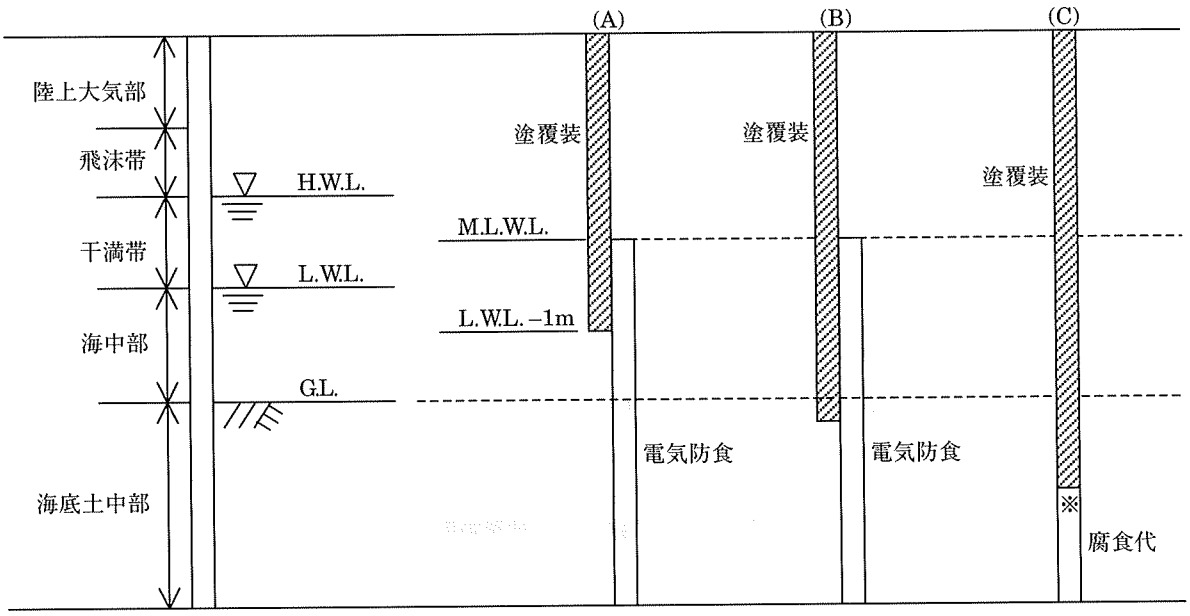


図-12.3.3　重防食鋼矢板の適用例[9)]

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会では、「重防食鋼矢板製品仕様書　改訂6版（平成24年8月）」を作成し、その標準化を計っています。その主な点は以下の通りです（参考資料2参照）。

（ｉ）被覆材の性状

（ii）保証膜厚（2mmを下限とする）

（iii）継手部近傍の被覆範囲（図-12.3.4　参照）

（iv）寸法許容差

（ｖ）検査

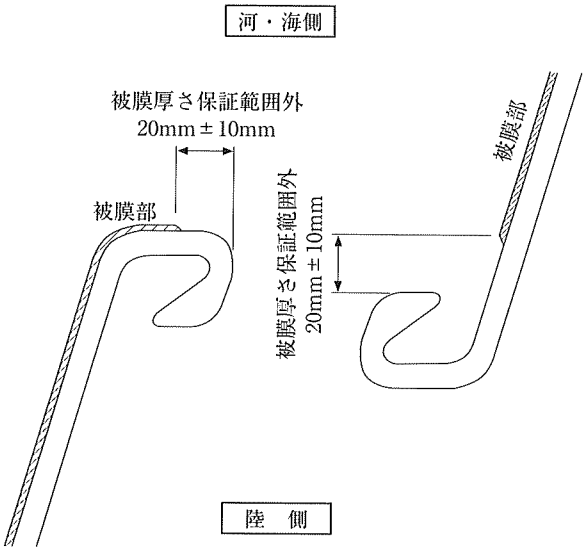


図-12.3.4　継手部の被覆範囲

12.3.2　重防食鋼矢板の被覆面積

U形鋼矢板およびハット形鋼矢板の被覆部について単位長さ当りの重防食被覆面積を表-12.3.1に示します。1枚当りの重防食被覆面積は、該当箇所の数値に被覆長さを乗じて算出します。なお、計画段階等において、概略の重防食費用を算出する場合には平均値を利用して算出することができます。また、異形鋼矢板の重防食被覆面積については、別途形状に合せて算出します。なお、既往の研究結果から鋼矢板の凸面の腐食が特に激しく、凹面の腐食は比較的小さいことから、ハット形鋼矢板は凸面に重防食被覆を施し、継手を凹面に配置することが標準です。

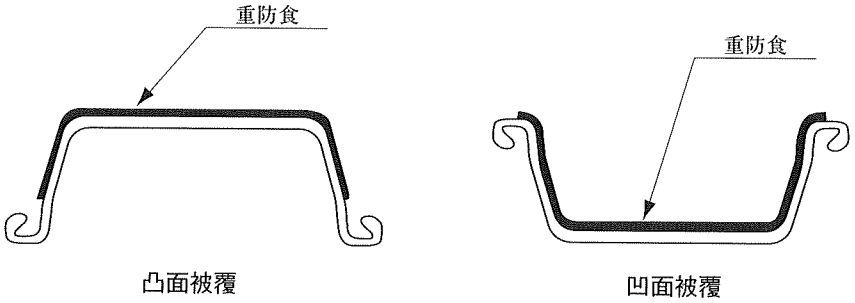


図-12.3.5　重防食鋼矢板の被覆範囲

表-12.3.1　重防食鋼矢板の被覆面積

型式	1枚当りの重防食被覆面積（m^2/m/枚）		
	凸面被覆	凹面被覆	平均値
Ⅱ$_W$	0.65	0.77	0.71
Ⅲ$_W$	0.72	0.84	0.78
Ⅳ$_W$	0.75	0.87	0.81
Ⅴ$_L$	0.66	0.76	0.71
Ⅵ$_L$	0.70	0.80	0.75
10H	1.05	−	−
25H	1.20	−	−

12.3.3　重防食異形鋼矢板の注意事項

重防食異形鋼矢板を設計するときは、形状によっては塗覆装機械の制約等から重防食の被覆が不可能な場合が生じますので、鋼矢板の配置を検討するときは、図-12.3.6に示すように異形鋼矢板の凸部に被覆部がくるよう留意する必要があります。やむをえず、異形鋼矢板の凹部に被覆部を施こさなければならない場合は、次のようにして対処しています。(a) タイプの異形鋼矢板については、開口幅Bの大小にかかわらず図-12.3.7に示すようにプレートを取り付けてその部分に重防食被覆を施しています。また、(b) タイプの異形鋼矢板の場合には、鋼矢板の型式などによってプレートの要、不要が異なりますので、各メーカーにお問い合わせ下さい。

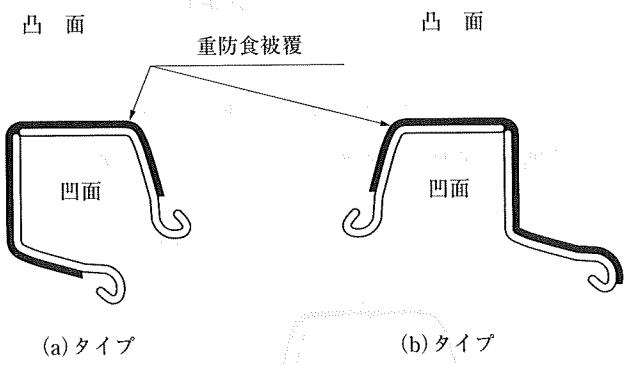


図-12.3.6　異形矢板の形状

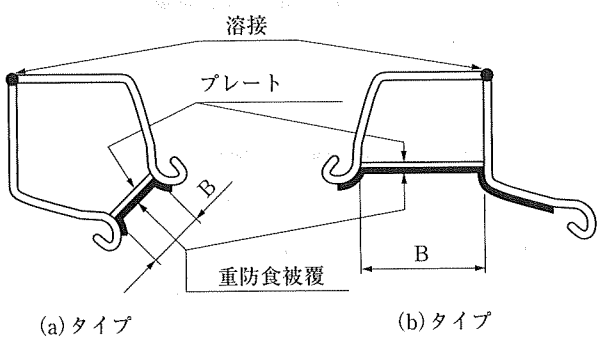


図-12.3.7　プレートの取り付け状況

また、そのときのプレートは、強度部材ではないため材質はSS400、板厚は9mmを標準仕様としています。プレートの長さについては、図-12.3.8に示すように上部笠コンクリートの中から設計水深－1.0mまでとしています。こうすることによって、鋼矢板とプレートの間を密閉状態にし、酸素の供給を遮断して腐食の進行を止めることができます。

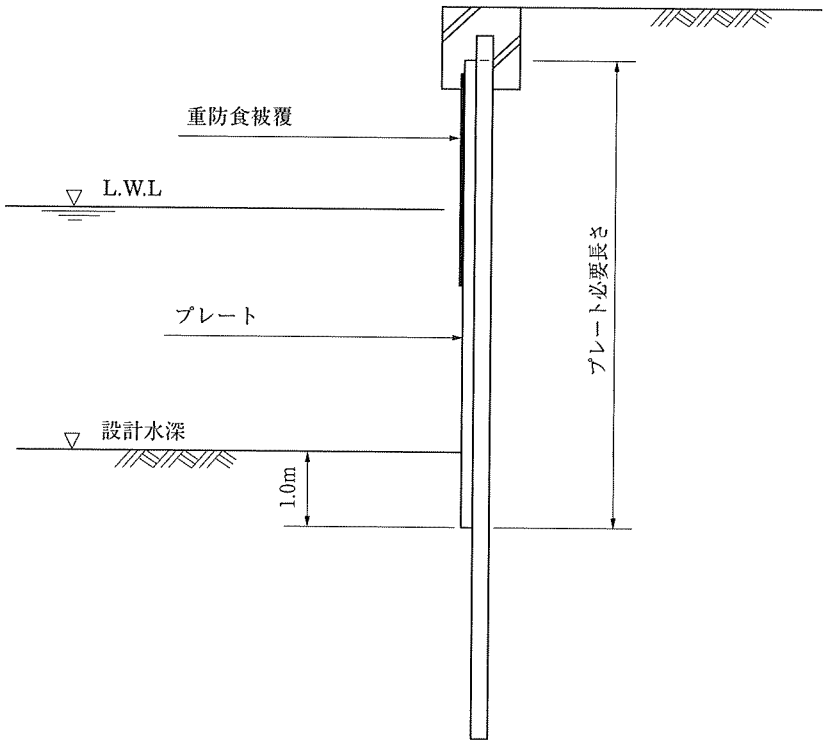


図-12.3.8　プレート必要長さ

標準の鋼矢板より幅が狭くなるようなくさび矢板の場合は、図-12.3.9に示すように凸面に重防食被覆を施すように留意しますが、やむをえず凹面に重防食を被覆しなければならない場合は、先の異形鋼矢板（b）タイプの取扱いに準じます。

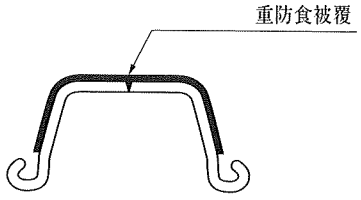


図-12.3.9　楔矢板の凸面被覆例

12.3.4　重防食鋼矢板の施工

重防食鋼矢板の施工にあたっては、重防食鋼矢板被覆部の補修が煩雑な作業となる事が多く、被覆部に損傷を与えないよう細心の注意が望まれます。特に吊込みや打込みの際には、重防食被覆部が施工機材と接触した場合、損傷することがありますので、乱暴な取扱いは避ける必要があります。

図-12.3.10は、重防食鋼矢板の施工例です。びょうぶ打ちの場合は挟導枠を使用し、重防食被覆の下端が導枠と接触しない範囲で一旦打ち止めを行い、重防食側の導材を撤去し、片導材で所定の深度まで打ち下げます。

また、単独打ちの場合は、片導材で施工するか、挟導枠を使用する場合は図-12.3.11に示すような間隔保持材を使用します。導材と重防食被覆面との間に保護材をはさみ施工した例を図-12.3.12に示します。

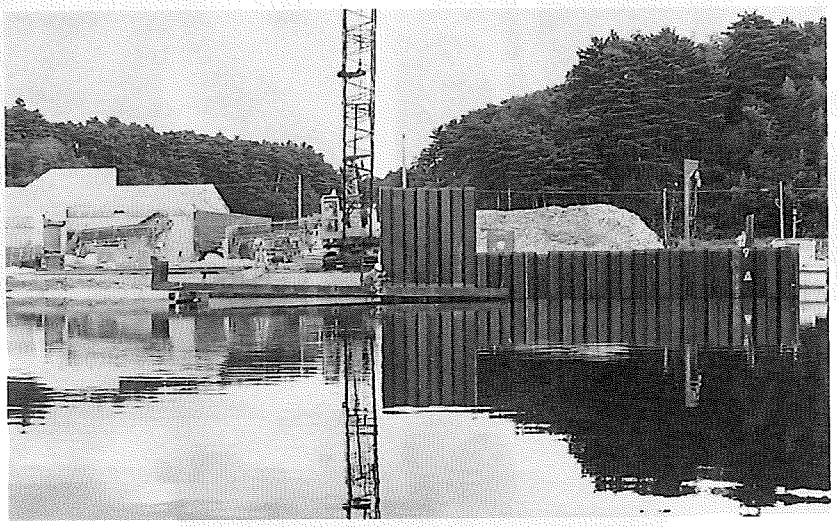
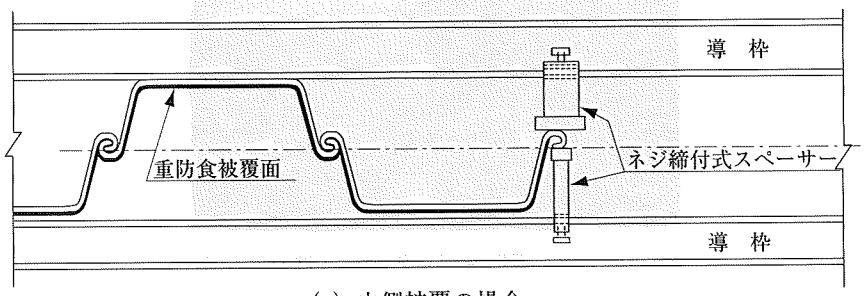
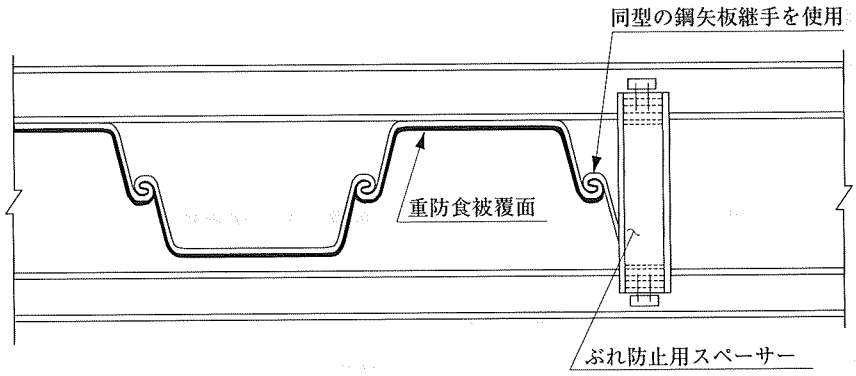


図-12.3.10　重防食鋼矢板の施工



(a) 山側被覆の場合



(b) 谷側被覆の場合

図-12.3.11　重防食鋼矢板単独打ちの間隔保持材の例

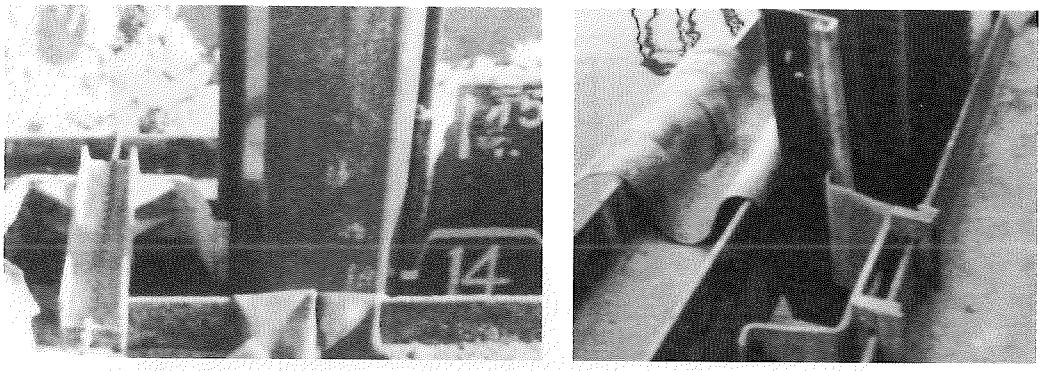


図-12.3.12　重防食鋼矢板単独打ちの間隔保持材・保護材使用の例

図-12.3.13　重防食鋼矢板の圧入機施工の例

12.3.5　重防食鋼矢板の施工傷と補修

施工において傷が生じた場合は、速やかな補修が必要です。ウレタンエラストマー被覆の補修方法を表-12.3.2に示します。

表-12.3.2　ウレタンエラストマー被覆の施工傷補修方法

傷の区分	補修方法
すり傷など、(1mm 以上被覆残存)	補修必要なし
深い傷　(被覆層 1mm 以下に減少) 小面積　(～60cm 程度範囲)	気中部・陸上：補修用ポリウレタン塗料のタッチアップ 水中部：水中硬化形エポキシ樹脂塗料のタッチアップ
深い傷　(被覆層 1mm 以下に減少) 大面積（被覆層全体）	ペトロラタム＋保護カバーによる全面防食法による補修

12.4 鋼矢板（防食）の維持管理

鋼矢板は、様々な環境（海洋・河川・埋設・陸上）で使用されるものであり、その環境に応じた点検・補修など維持管理を行なうことが、健全性を維持する上で重要です。その上で環境・防食措置に応じた維持管理方法を選択する必要があります。

12.4.1 点検および点検による劣化判断

鋼矢板の定期点検頻度については2年に1回程度が一般的に推奨されています。また5～10年に一度程度は詳細点検を実施します。参考として、塗装・有機被覆工の標準的な点検診断と点検の実施時期を表-11.4.1に示します。

表-12.4.1 標準的な点検診断と点検の実施時期[10)]

	点検の実施時期
初回点検	施設の竣工時または維持管理開始時
日常点検	日常の巡回時
一般定期点検診断	1～2年に1回程度
詳細定期点検診断	5～10年に1回程度
一般臨時点検診断	地震や台風など異状時の直後
詳細臨時点検診断	特段の異状を確認した後（できるだけ早い時期）

一般的に防食を施した鋼矢板については、その防食性の健全性を評価し、腐食が著しい場合については鋼矢板の肉厚を測定することで、その鋼構造性能を評価します。一般的に目視調査により施設外観に現れた変状を確認し、適切な判定基準により劣化度を判定します。劣化度の判定結果については表-12.4.2に示すような（a, b, c, d）の4段階で表記されます。

表-12.4.2 劣化度判定結果[11)]

劣化度判定	部位・部材の状態
a	部材の性能が著しく低下している状態
b	部材の性能が低下している状態
c	部材の性能低下はないが、変状が発生している状態
d	変状が認められない状態

（1）塗覆装（防食）の点検と健全性評価

塗覆装の劣化度評価の目安を表-12.4.3に示します。劣化度評価に基づいて表-12.4.4の対策を行う必要があります。劣化度がaあるいはbの補修が必要とされる場合は、劣化度に応じて全面補修あるいは部分補修を実施します。なお、劣化度の判定の際、調査箇所により劣化度が異なる場合には、劣化度の大きい方を採用し、構造物をより安全側の観点から管理していく方が良いと言えます。

表 -12.4.3　被覆防食工法の劣化評価の目安

劣化度	塗　装	有機ライニング（重防食被覆）	ペトロラタムライニング	モルタルライニング	金属ライニング
a	・被覆の劣化が著しく、鋼材が腐食している状態。	・被覆の劣化が著しく、鋼材が腐食している状態。 ・被覆端部からフランジ全面が劣化（図4.11.1 劣化度3a,3b）	・保護カバーが脱落し、ペトロラタム系防食材が露出または脱落し、鋼材表面にさびが出ている。	・保護カバーが広い範囲で脱落している。 ・モルタル表面にさび汁が見られる。モルタルが欠落し、鋼材表面にさびが発生している。	・被覆の劣化が著しく、鋼材が腐食している状態。
b	・一部に鋼材まで達する被覆の劣化が生じ、鋼材の腐食が認められる。	・一部に鋼材まで達する被覆の劣化が生じ、鋼材の腐食が認められる。端部より剥離が進行している。（～55mm程度）（図4.11.1　劣化度2）	・保護カバーや当て板に亀裂がある。 ・ボルト、ナットに腐食が見られる。	・保護カバー取り付けに材にひび割れが見られ、一部に保護カバーの剥がれが見られる。 ・軽微なさび汁は見られるがさびの流れ出しはない。 ・（カバー材を除去した時）モルタルに多数のひび割れが発生し、さび汁が見られる。	・一部に鋼材まで達する被覆の劣化が生じ、鋼材の腐食が認められる。
c	・鋼材素地まで達しない被覆の損傷が多く見られる。	・鋼材素地まで達しない被覆の損傷が多く見られる。 ・端部より劣化が始まった状態（図11.4.1　劣化度1a～1b）	・保護カバーが変色または白亜化している。 ・保護カバーに微細なクラックがある。 ・ボルト・ナット、バンド材などにゆるみがある。 ・端部シールの部分的剥離が見られる。	・保護カバーが変色や白亜化が見られる。 ・保護カバーに微細なクラックが認められるがその範囲は1%以下である。 ・ボルト・ナット、バンド材などにゆるみがある。	・鋼材素地まで達しない被覆の損傷が多く見られる。
d	・初期状態とほとんど変化なく健全な状態である。	・初期状態とほとんど変化なく健全な状態である。（図11.4.1 劣化度0～1a）	・初期状態とほとんど変化なく健全な状態である。	・初期状態とほとんど変化なく健全な状態である。	・初期状態とほとんど変化なく健全な状態である。

（参考資料 12 に加筆・修正）

表 -12.4.4　被覆防食工の劣化度ごとの対策例[13)]

劣化度	対　策
d	従来どおりの定期点検診断を継続する。
c	特に補修の必要性はないが、多少劣化が始まった時期のため、以降の定期点検、診断時期を早めるなどの配慮が望まれる。
b	劣化した箇所を補修し、以降の定期点検を早めるなどの配慮が必要である。
a	全面的な補修を実施する必要がある。

（2）電気防食の点検と健全性評価

流電陽極方式による電気防食の健全度評価は電位測定と陽極調査結果に基づき行うこととし、外部電源方式による電気防食装置の健全度評価は電位測定と直流電源装置の稼動状況の点検・調査結果に基づき行います。流電陽極方式の点検診断における判定基準と対策例について、表-12.4.5に電位による点検診断の判定基準を、表-12.4.6に陽極の現状調査による点検診断の判定基準を、表-12.4.7は判定基準に基づく対策例を示します。

表-12.4.5　電位の測定結果による判定基準と記号[14)]

点検方法	判定基準	
電位測定：海水塩化銀電極	a	防食管理電位（－800mV）が維持されない
	b	－
	c	－
	d	防食管理電位（－800mV）が維持されている。

表-12.4.6　陽極の現状調査結果による判定基準と記号[15)]

点検方法	判定基準	
潜水調査 現状陽極の確認（全数）	a	陽極が脱落または全消耗している※1
	b	陽極取り付けに不具合（ぶら下がり）
	c	－
	d	変状なし

※1：ブロックの中で陽極1本でも脱落または全消耗した場合

表-12.4.7　陽極の現状調査結果による判定基準と記号[16)]

判定基準	対　策
a	防食状態を回復するための補修を実施する必要がある。
b	不具合な箇所の補修を実施する必要がある。
c	－
d	従来通りの定期点検診断を継続する。

12.4.2　防食法の補修方法

表-12.4.8および表-12.4.9に各種防食法の補修方法について記載しています。元の防食法により選択する防食補修方法が決められるので、経済性や耐久性などを考慮して補修法を選択します。

表-12.4.8　各防食補修方法（部分補修）

環境区分	塗装	有機ライニング（重防食被覆）	ペトロラタムライニング	コンクリートライニング	金属被覆
海上大気部	厚膜形被覆 水中硬化形塗料	補修用ウレタン塗料を使用 水中硬化形塗料	ペトロラタム被覆（カバー除去後、再度ペトロラタム塗布後、再カバー）	モルタル被覆（カバー除去後劣化モルタルを補修後、再カバー） 水中硬化形塗料	水中硬化形塗料（応急措置）
飛沫帯	水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆	水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆			
干満帯					
海中部					

表-12.4.9　各防食補修方法（全面補修）

環　境 区　分	塗　装	有機ライニング（重防食被覆）	ペトロラタムライニング	コンクリートライニング	金属被覆
海上大気部	厚膜形被覆 水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆 モルタル被覆	補修用ウレタン塗料を使用 水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆 モルタル被覆	ペトロラタム被覆	モルタル被覆 ペトロラタム被覆 水中硬化形塗料	耐食性金属による肉盛溶接 耐食金属パッチ当て法
飛沫帯	水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆 モルタル被覆	水中硬化形塗料 ペトロラタム被覆 モルタル被覆			
干満帯					
海中部					

12.4.3　鋼矢板の点検と評価

もともと無防食であった鋼矢板および、防食が著しく劣化・鋼矢板が著しい腐食をしている場合には、鋼矢板の肉厚を測定し、その健全性を判断する必要があります。肉厚測定は、超音波厚さ計を用いるのが一般的であり、測定された肉厚によって断面性能の算定を行ないます。ただし、腐食環境が矢板鉛直方向で異なる場合（例えば海洋環境では、海上大気部、飛沫、干満帯、海中部など）には、各部位の肉厚を測定し腐食量（残存板厚）のプロフィールを把握することが必要となります。

12.4.4　鋼矢板の補修

補修・補強のためには、12.4.3で評価した残存耐荷性能と要求性能を比較し、鋼材や鉄筋コンクリートなどを用いた適切な補修法を検討します。

〔参考文献〕

1) 守屋進：河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査，第22回鉄構塗装技術検討会発表予稿集，（社）日本鋼構造協会，1999.10，pp.89～94
2) 大崎順彦：鋼ぐいの腐食，（社）鋼材倶楽部，1980.9
3) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p36
4) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p59
5) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p112
6) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p40
7) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p92
8) 東京都港湾局：東京港腐食対策手引書（改訂版），1998
9) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p53
10) 防食・補修工法研究会：港湾鋼構造物　新しい防食工法・補修工法・維持管理　実務ハンドブック維持管理編 －2013年度版－，平成26年3月，p6.3-13
11) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，平成19年10月，p42
12) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾構造物の維持・補修マニュアル，平成11年6月，p72
13) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，平成19年10月，p154
14) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p198
15) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p199
16) （財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物　防食・補修マニュアル（2009年版），平成21年11月，p200

第13章　鋼矢板壁の止水・遮水

13.1　鋼矢板壁の止水性能

（1）鋼矢板の継手の遊間と目詰まり効果

鋼矢板は連続した鋼で構成されておりそれ自体は不透水材料ですが、打設性の観点から継手部には僅かな遊びが設けられているため、鋼矢板壁の前背後に水頭差があると継手部を通り水が流れます。継手部の遊間は図-13.1.1に示すように嵌合（かんごう）状態によって変化しますが、中立状態での間隙幅は1～2mm程度です。継手の嵌合状態は、鋼矢板の長手方向でも異なるものと考えられますが、それには①鋼矢板の曲がり・反り等の製品精度や②傾斜・回転等の施工精度が起因するものと考えられます。

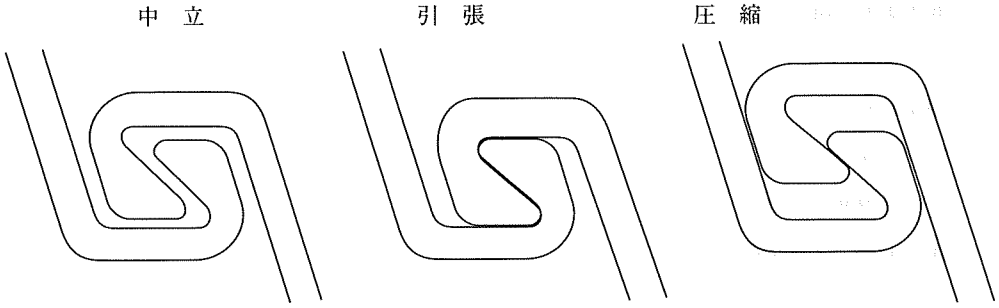


図-13.1.1　継手の嵌合状態

また、一般に鋼矢板壁面からの漏水量は、設置後の時間経過とともに減少することが知られています。これは土砂等の目詰まりによる継手部の空隙減少に伴う現象です。このような目詰まり効果を左右する要因には、①継手部の錆量、②水の濁度、③鋼矢板壁の背面土砂の有無や④根入れ地盤や背面土砂の土質・粒土分布などがあります。一般に、鋼矢板壁の背後が土砂の場合には、水の場合に比べて継手の目詰まり効果が高く、粒土分布の良い土砂ほど目詰まり効果があると言われています。これに対し、鋼矢板壁の背後が水の場合には、水中の微粒土砂や浮遊物のみに目詰り効果を期待するため、その効果が現われるには長時間を要します。このような継手の目詰まり効果だけで、要求される止水性能を満足しない場合には、継手部の止水処理が必要となります。その処理法としては、「予め継手部に膨潤性止水材を塗布する方法」が最も普及しています。これに関しては、次節13.2で詳述しますのでご参照ください。

（2）鋼矢板壁の止水性能

ここでは、既往の研究に基づいて、継手部に止水処理を施していない鋼矢板壁の止水性能について紹介します。

実験的に鋼矢板壁の継手部からの漏水量は、式（13.1.1）で与えられることが確認されています。また、荘司らは鋼矢板の継手部の水理学的考察を行い、①継手間隔が広く、土砂詰まりのない状態の場合には、流出特性は速度水頭が支配的となることから、水頭差hの指数部の係数nは‘$n \fallingdotseq 0.5$’で与えられ、②継手間隔が狭い場合や継手内に土砂が詰まっている状態の場合には、摩擦損失水頭の影響が大きく、継手内の流れが層流状態となり、係数nは‘$n \fallingdotseq 1.0$’で与えられることが報告されています[1]。

$$q = K \cdot h^{n} \qquad (13.1.1)$$

q ；継手単位長さ当たりの漏水量（$cm^3/sec \cdot cm$）

K ；継手部の状態によって決まる定数（cm^{2-n}/sec）

h ；継手前後の水頭差（cm）

n ；継手内の土砂の詰まり具合により決まる係数

上記において、内部に土砂が詰まった継手部の漏水量は、概ねダルシー（Darcy）則に従い、水頭差hに比例することが確認されています。したがって背後に土砂が存在する鋼矢板護岸や土留め壁等の漏水量は、'n = 1'とし、式（13.1.1）を壁面全体に拡張した式（13.1.2）によって与えられます。

$$q_s = k \cdot i \cdot A \qquad (13.1.2)$$

q_s ；鋼矢板壁の漏水量（cm^3/sec）

k ；透水係数（cm/sec）

i ；動水勾配 = h / L

h ；水頭差（cm）

L ；浸透路長（cm）

A ；鋼矢板壁の投影面積（cm^2）

次に、矢板壁の透水性に関する現地調査の結果を紹介します。古土井らは、既設の岸壁等の残留水位観測調査[2]から、矢板壁を1mの厚みをもつ仮想の透水性の壁体と置き換え、その壁体の透水係数を算出しています。その値を下記に示します。なお、このようにして算出された透水係数は、仮想壁体の値なので換算透水係数k_eと呼んで通常の透水係数と区別します。

・鋼矢板壁の換算透水係数　；k_e =（1 ～ 3）× 10^{-5}（cm/sec）

・鋼管矢板壁の換算透水係数；k_e =　　6 × 10^{-5}（cm/sec）

13.2 鋼矢板継手の止水材・遮水材

前項13.1で述べたように鋼矢板壁は、それ自体でかなり高い止水性能を有していますが、①早期に止水性能が要求される場合や②さらに高度な止水性能が要求される場合には、継手部の止水処理が必要となります。
そのような処置法としては、鋼矢板の設置前に予め継手部に、表-13.2.1に示すような止水材等を塗布する方法が普及しています。

なお、以下では、上記の②の中でも、特に『基準省令（総理府・厚生省；一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令,平成10年6月16日）』に謳われた止水性能を満たすように継手処理をされた鋼矢板壁を'鋼矢板遮水壁'、またその際に使用される止水材を'遮水材'と呼び、他の'鋼矢板止水壁'や'止水材'と区別するものとします。

13.2.1　膨潤性止水材・遮水材の種類

表-13.2.1に市販されている代表的な鋼矢板継手の止水材・遮水材を示します。これらの材料には、①ゴム系樹脂に高吸水性ポリマーを分散させたものや②親水性ポリオールと脂肪族イソシアネートからなるポリウレタン樹脂が用いられています[3]。両者はいずれも吸水膨張し、継手の間隙部を埋めて止水機能を発揮する材料です。

これらの材料選択に際しては、止水性能のほか、用途によっては耐久性や剥離性等にも十分注意しておかなければなりません。たとえば、本設用途の鋼矢板に使用される遮水材の場合には長期の安定性が求められ、仮設転用される鋼矢板に使用される止水材の場合には、引抜きの難易や引抜き後の剥離性や除去作業の容易さが求められます。また、塗布方法や塗布量等は、対象とする鋼矢板の種類や型式によって異なることがありますので、採用に際しては表中の記述内容に留意するとともに、止水材メーカーのカタログや製品仕様書等をご確認下さい。

表-13.2.1　膨潤性止水材・遮水材の一覧

名　称	パイルロック	パイルロックNS-v	ケミガードU-1	アデカウルトラロック A-30	アデカウルトラロック A-50N	アデカウルトラロック A-51N
主成分	特殊合成樹脂	特殊ポリウレタン	特殊ポリウレタン	特殊ポリウレタン	特殊ポリウレタン	特殊ポリウレタン
耐水圧(kPa)	500<	500<	300<	500<	500<	500<
膨張(膨潤)のタイプ	樹脂中に膨張成分が配合されている。	樹脂骨格中に膨張成分が組み込まれている。	樹脂骨格中に膨張成分が組み込まれている。	樹脂骨格中に膨張成分が組み込まれている。	樹脂骨格中に膨張成分が組み込まれている。	樹脂骨格中に膨張成分が組み込まれている。
水膨張(膨潤率)(淡水の場合)	約20倍以上	約6倍	約5倍	約3倍	約5倍	約5倍
硬化メカニズム	自然乾燥型	湿気反応型(硬化促進剤併用)	湿気反応型	2液反応形	湿気反応型(触媒併用)	湿気反応型(触媒併用)
硬化時間(20℃) ①表面硬化 ②内部硬化	 約10時間	 10～16時間	 約10時間 約1日	 8～16時間 12～18時間	 4～6時間 8～16時間	 4～6時間 8～16時間
塗布方法	オイルジョッキにより爪部に流し込む。刷毛又は治具で塗広げる。	オイルジョッキにより爪部に流し込む。	爪部に刷毛で塗布する。	オイルジョッキにより爪部に流し込む。刷毛又は治具で塗り広げる。	オイルジョッキにより爪部に流し込む。	オイルジョッキにより爪部に流し込む。
流動性・粘性	速乾型を用意しており、冬季・寒冷地でも使用可能。塗布後の液垂れがしにくく長期保存が可能。(専用シンナー添加量は0～10%以内)	低温域での粘性を低く抑え、低温時の流し込み作業性を大幅に改善している。	専用シンナーを添加して流動性を確保する。(ケミガードとシンナーの混合割合は、質量比で95:5～90:10とし、塗布時の垂れが生じない程度の粘度を確保する。)	流し込みを考慮した流動性を確保している。また、爪部に塗布するためにチクソ性がある。	流し込みを考慮した流動性を確保している。	流し込みを考慮した流動性を確保している。
標準使用量(両爪/m)(⌋型の場合)	400g	200g	400g	300g	200g	200g
鋼矢板の用途	(主に)仮設用	仮設・本設用	本設用	本設用	本設用	仮設用
危険物(第4類)	第2、1石油類	第3石油類	第1石油類	第3石油類	第3石油類	第3石油類
メーカー	日本化学塗料(株)	日本化学塗料(株)	三洋化成工業(株)	(株)ADEKA	(株)ADEKA	(株)ADEKA

13.2.2　膨潤性止水材・遮水材の塗布作業[4)]

ここでは、U形鋼矢板の継手に膨潤性遮水材を使用した鋼矢板遮水壁の塗布作業や養生方法について記述します。なお、仮設土留めなど膨潤性止水材を使用した鋼矢板止水壁の場合には、必ずしも不透水層に根入れされないなど、設置条件や要求性能が異なりますが、塗布作業や打設時の留意点などの基本的な事項は遮水壁と同様ですので下記に準じてください。図-13.2.1に膨潤性遮水材を用いる鋼矢板壁の作業フローを示します[4)]。

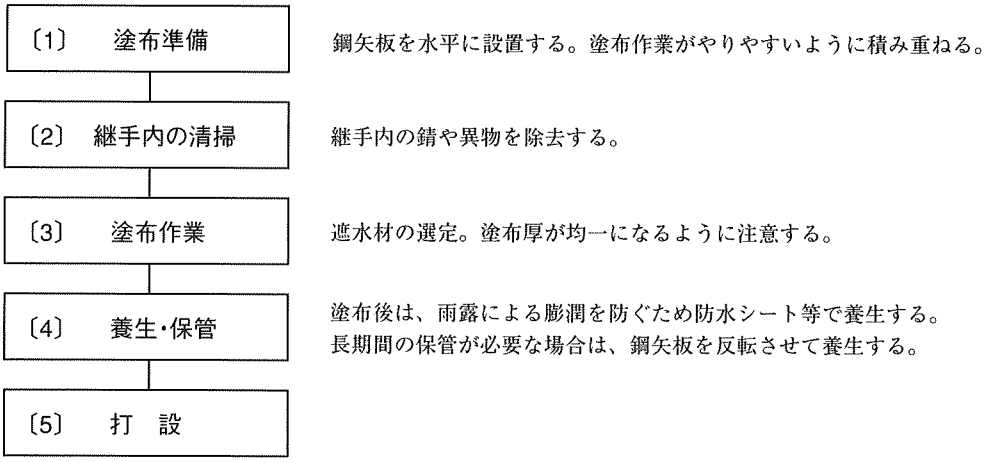


図-13.2.1　作業フロー

〔1〕塗布準備

遮水材の塗布後の偏り防止のため、鋼矢板は水平に設置します。継手に遮水材の流し込み・塗布作業がしやすいように、必要に応じて鋼矢板のウェブ間に角材をかませるなどして積み重ねます。図-13.2.2にU形鋼矢板の場合の設置状況のイメージを示します。

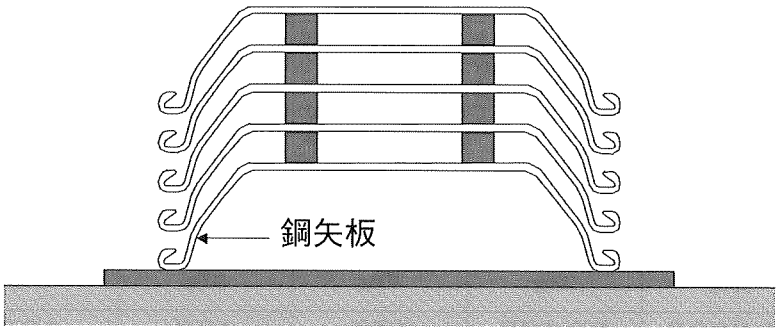


図-13.2.2　鋼矢板設置状況のイメージ

〔2〕継手内の清掃

ケレン棒やワイヤーブラシ、サンダーで鉄錆を除去し、最後にブロアーで継手内のゴミ、埃、鉄屑を吹き飛ばします。

〔3〕塗布作業

遮水作業に際しては、対象となる鋼矢板の種類・型式・枚数に応じた使用量を算出します。使用する遮水材の規定量は、遮水材の種類によっても異なりますので、遮水材メーカーの製品仕様書等を十分ご確認ください。

遮水材には、①粘性の高いタイプ（塗布タイプ）のものと、②流動性の高いタイプ（流込みタイプ）の2種類があります。前者を使用する場合には、適宜シンナーを添加し、刷毛塗りしやすいように粘度を調整します。この際、遮水材を撹拌する際には、極力、空気が混入しないようにご留意ください。また、後者を使用する場合には、遮水材が爪部から流出しないように、予め鋼矢板爪部の両端にガムテープを貼付けるなど堰止めしておきます。そのような事前作業を終えた後に、オイルジョッキで遮水材を継手内に流し込み、塗布厚が均一になるように刷毛等を用いて塗り拡げます。なお、過大な塗布は、遮水材の硬化時間の増加や、打込み時の抵抗増大によるトラブル要因となりますので十分注意が必要です。図-13.2.3に遮水材の塗布イメージを、図-13.2.4に塗布治具の例を示します。

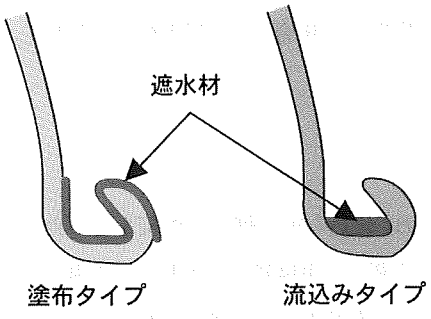


図-13.2.3　遮水材の塗布イメージ

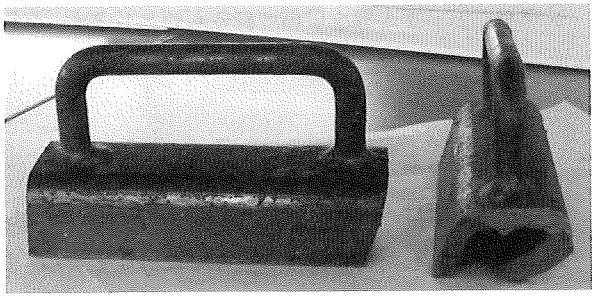


図-13.2.4　塗布治具（例）

〔4〕養生・保管

遮水材は、塗布後、内部の固化が完了するまで養生する必要があります。遮水材の種類や気温によって異なりますが、固化時間は8～24時間程度必要となります。塗布終了後は、遮水材が雨露により膨潤するのを防ぐため、防水シートで覆うなどして養生します。また、保管期間が長期に亘る場合には、結露による膨潤を防ぐため、遮水材の表面硬化後に鋼矢板を反転させ、図-13.2.5に示すように継手開口部が下向きとなるU字状態で保管します。

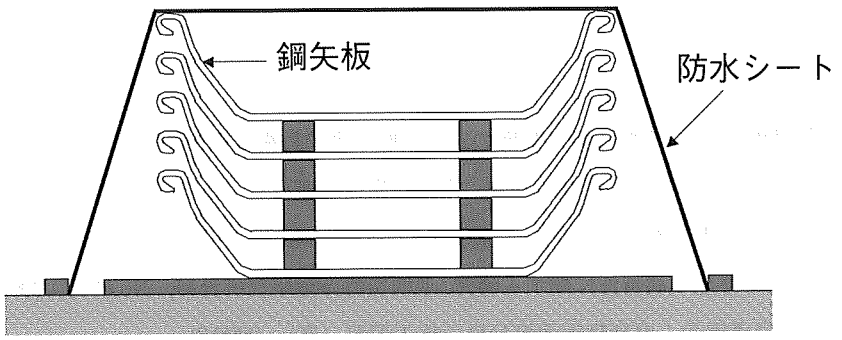


図-13.2.5　保管状況のイメージ

〔5〕打　設

継手に膨潤性遮水材を塗布した鋼矢板の設置には、通常の鋼矢板と同様、バイブロハンマや油圧圧入機などを用いて行われます。鋼矢板の設置に際しては、地盤の攪乱により「水みち」が形成されることのないように十分留意してください。とくに、管理型廃棄物処分場等に使用される鋼矢板遮水壁は、鋼矢板先端部が不透水層に根入れされている場合が多く、補助工法としてウォータージェットを併用する場合には、併用する深度を制限するなどして不透水層の攪乱を避けるようにご留意ください。なお、一般的な鋼矢板止水壁（継手を無処理とした鋼矢板や膨潤性止水材を塗布した鋼矢板を用いたもの）であっても過度なウォータージェットの使用は、地盤の攪乱要因となりますのでご注意ください。

下記に膨潤性遮水材を塗布した鋼矢板の施工時における留意事項を掲げます。

①　吊込み時・建込み時の取扱いについて

鋼矢板の吊込み作業は、継手部にワイヤ掛けをすると遮水材の塗膜を損傷するおそれがありますので、クランプやシャックル等を用いて行うものとします。なお、塗膜が損傷した場合には、損傷箇所を補修しなければなりません。

②　溶接による鋼矢板の連結について

遮水鋼矢板は、原則として一枚物の鋼矢板を使用します。なお、建込み前に継足し溶接を行った後に継手の遮水処理を施した場合はこの限りではありません。また、やむを得ず、現場建込み溶接とする場合には、上下の鋼矢板の接合部に隙間が残らないよう継手外面側に遮水ビードや部分溶け込み溶接を施します。その際には、次設の鋼矢板の打設障害を回避する点から溶接金属の継手内側の溶け出しに注意が必要です。

③　打設が困難な場合の処置について

遮水鋼矢板の一部が貫入不能となった場合、無理に打設を継続すると座屈や継手の離脱が生じることがあります。このような場合には、打設が困難になった原因を調査するとともに、下記の次項について検討を行います。なお、対策工を実施する場合には、施工時期（遮水矢板の打設完了前後）についても留意ください。

・鋼矢板打設方法の変更の検討

・補助工法（欠損部への薬液注入工、固化処理工法などの対策）による対策工の検討

〔参考文献〕

1)　荘司喜博，粂田政治，冨田幸晴；鋼矢板壁の透水実験，港湾技術研究所報告，第21巻，第4号，1982.12

2)　古土井光昭，片山猛雄；残留水位測定調査，港湾技術研究所資料，No.115,1971.3

3)　渡部要一，吉野久能，柿本龍二，山田耕一，鵜飼亮行，沖健，岡由剛，喜田浩，永尾直也，望月武，木下雅敬；鋼製遮水壁の遮水性能と適用性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1142，2006.9

4)　（社）日本埋立浚渫協会；廃棄物海面処分場の施工要領（案），2009.3

参考資料

資料１　　鋼矢板標準製品仕様書

資料２　　重防食鋼矢板製品仕様書

資料３　　異形鋼矢板製作要領書

資料４　　付属品材料表

１．タイロッド

２．タイワイヤ

〔１〕タイロープ

〔２〕タイブル

〔３〕タイケーブル

資料５　　溝形鋼

資料６　　Ｈ形鋼杭

資料７　　鋼管矢板

資料１　鋼矢板標準製品仕様書

目　　次

第１章　総則
　1.1　適用範囲
第２章　製造方法
　2.1　製造工程フロー
第３章　種類および記号
　3.1　形状
　3.2　種類・記号
第４章　化学成分および機械的性質
　4.1　化学成分
　4.2　炭素当量
　4.3　機械的性質
　4.4　シャルピー吸収エネルギー
第５章　形状・寸法および許容差
　5.1　Ｕ形鋼矢板断面形状
　5.2　Ｕ形鋼矢板形状・寸法の許容差
　5.3　ハット形鋼矢板断面形状
　5.4　ハット形鋼矢板形状・寸法の許容差
　5.5　外観
第６章　試験および検査
　6.1　試験一般
　　6.1.1　分析試験
　　6.1.2　機械試験
　6.2　検査一般
　　6.2.1　形状・寸法検査
　　6.2.2　外観検査
第７章　輸送および表示
　7.1　輸送
　7.2　表示
第８章　提出書類
　8.1　検査証明書の提出

第１章　総則

1.1　適用範囲

本仕様書は鋼管杭・鋼矢板技術協会会員である鋼矢板製造会社が製作するU形およびハット形鋼矢板に適用し、その仕様範囲は製造方法、形状、寸法、許容差、試験、検査、輸送および提出書類とする。

［解説］

本仕様書は、土留、仮締切り等の仮設構造物、河川、港湾構造物等に用いるU形およびハット形鋼矢板の製造方法、品質、形状、寸法許容差、試験、検査、輸送および提出書類について、各メーカーの社内基準を統一した標準仕様を示したものである。

本仕様書では、一般に広く使用されているU形およびハット形鋼矢板についてのみ適用することとした。なお、本仕様書に規定されていない事項については、日本工業規格（JIS）に準拠するほか構造物の種類によってそれぞれの次の基準、指針等を適用する。

1)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説

2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編

3)日本道路協会：道路土工・仮設構造物工指針

4)日本規格協会：溶接用熱間圧延鋼矢板　JIS A 5523

5)日本規格協会：熱間圧延鋼矢板　JIS A 5528

第２章　製造方法

2.1　製造工程フロー

鋼矢板の製造から出荷までの概略製造工程フローを図１に示す。

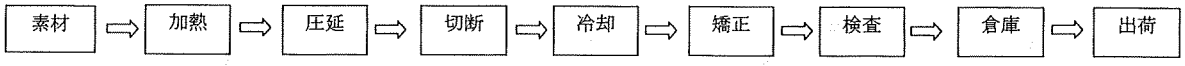


図１　鋼矢板の製造工程フロー

[解説]

(1)　素材は連続鋳造により製造された矩形鋼片を一般的に使用する。

(2)　圧延の製造図は図２に示すように孔形圧延法で製造する。

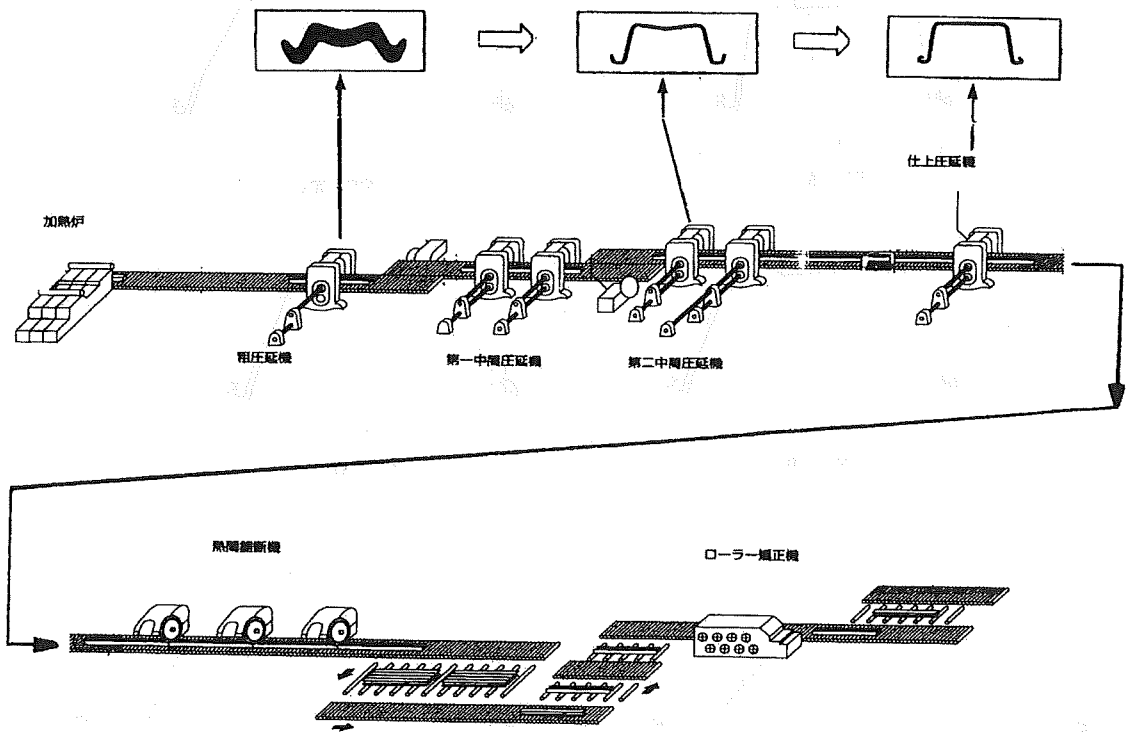


図２　鋼矢板の圧延方法(例)

第３章　種類および記号

3.1 形状

鋼矢板の形状を図３に示す。

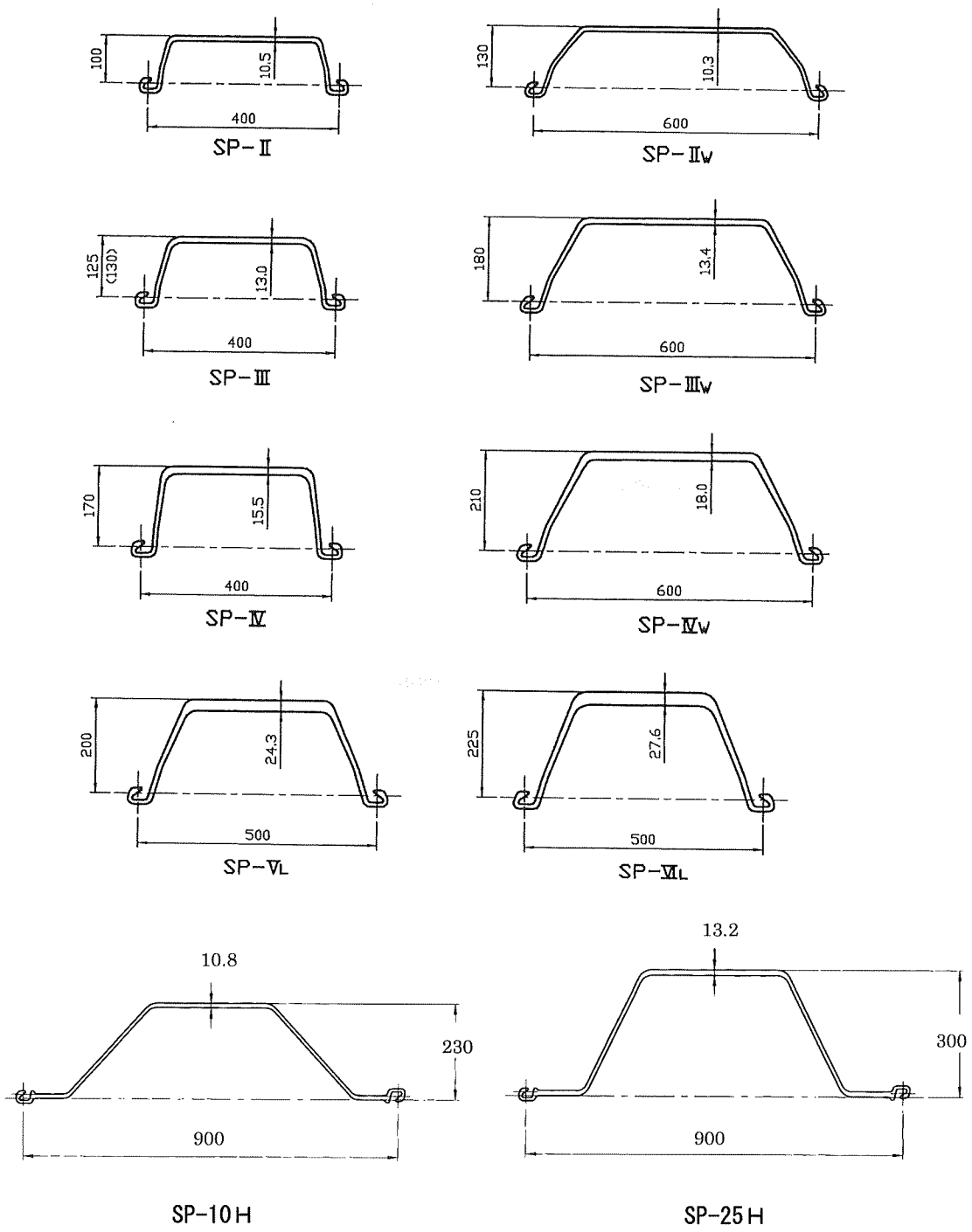


図３　鋼矢板の形状

3.2　種類・記号

鋼矢板の種類はJIS A 5523「溶接用熱間圧延鋼矢板」に基づくSYW295とSYW390及びJIS A 5528「熱間圧延鋼矢板」に基づくSY295とSY390の計4種類がある。

［解説］

種類記号のSは鋼（Steel）、Yは（Yaita）、Wは（Weldable）を示し、数字は降伏点の最小値を示す。

第４章　化学成分および機械的性質

※製造可能規格については各製造メーカーへ御確認願います。

4.1　化学成分

鋼矢板は第６章 6.1.1 項の試験を行い、その溶鋼分析値は表１による。

表１　化学成分

規格	種類の記号	化学成分　%					
		C	Si	Mn	P	S	フリー窒素 a)
JIS A 5523	SYW295	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.0060 以下 b)
	SYW390						
JIS A 5528	SY295	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—
	SY390	—	—	—	0.040 以下	0.040 以下	—

必要に応じて，この表以外の合金元素を添加してもよい。この表以外の化学成分のうち，4.2 で定める炭素当量の計算式に含まれる成分については，6.1.1 の試験を行う。

注 a) フリー窒素は，鋼中の全窒素定量値から窒化物型窒素定量値を減じた窒素として求める。全窒素定量方法は，JIS G 1228 による。窒化物型窒素定量方法は，JIS A 5523 附属書 A に示す鋼―窒化物型窒素定量方法による。窒化物型窒素の定量は，製品から採取した試料によって行う。フリー窒素含有率の値は，全窒素含有率に置き換えてもよい。

b) フリー窒素が，0.0060 %を超え，0.0100 %以下の鋼材については，ひずみ時効（3 %ひずみを与えた後，250℃で 1 時間保持）した試験片でシャルピー衝撃試験を行い，その結果が表 4 を満足する場合には，フリー窒素の規定値を 0.0100 %以下としてもよい。

［解説］

(1)必要に応じて表 1 以外の合金元素を添加できる。

(2)フリー窒素量の値は全窒素量に置換えてもよい。

(3)表 1 以外の化学成分のうち、4.2 で定められた炭素当量の計算式に含まれる成分については 6.1.1(1)の試験を行う。

4.2 炭素当量

鋼矢板の炭素当量は，式(1)によって 6.1.1 の溶鋼分析値を用いて算出し，その値は表 2 による。

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに，　Ceq ：炭素当量（%）

表 2　炭素当量

規格	種類の記号	炭素当量　%
JIS A 5523	SYW295	0.44 以下
	SYW390	0.45 以下

なお，受渡当事者間の協定によって，式(2)を用い，表 2 に代えて炭素当量を協定してもよい。ただし，この場合，式(1)による炭素当量は，表 2 を満足するものとする。

$$C_{eq}(IIW) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここに，Ceq(IIW):IIW[1)]の式による炭素当量（%）

注 [1)] International Institute of Welding

4.3 機械的性質

鋼矢板は，6.1.2 によって引張試験を行い，その降伏点又は耐力，引張強さ及び伸びは，表 3 による。

表 3　機械的性質

規格	種類の記号	降伏点または耐力 N/mm²	引張強さ N/mm²	試験片	伸び %
JIS A 5523	SYW295	295 以上	450 以上	1A 号	18 以上
				14B 号	24 以上
	SYW390	390 以上	490 以上	1A 号	16 以上
				14B 号	20 以上
JIS A 5528	SY295	295 以上	450 以上	1A 号	18 以上
				14B 号	24 以上
	SY390	390 以上	490 以上	1A 号	16 以上
				14B 号	20 以上

[解説]

許容応力度は、各々の基準・指針によるものとする。

4.4　シャルピー吸収エネルギー

溶接用熱間圧延鋼矢板は第6章 6.1.2(2)項の試験を行い、そのシャルピー吸収エネルギーは表4による。表4のシャルピー吸収エネルギーは、3個の試験片の平均値とし、JIS G 0404の9.6（組試験の結果の評価）によって判定する。

表4　シャルピー吸収エネルギー

規格	種類の記号	試験温度 a) ℃	シャルピー吸収エネルギー J			試験片及び試験片採取方向 b)
			試験片の高さ×幅			
			標準寸法試験片	ｻﾌﾞｻｲｽﾞ試験片		
			10×10mm	10×7.5mm	10×5mm	
JIS A 5523	SYW295	0	43以上	32以上	22以上	Vノッチ圧延方向
	SYW390					

注 a)　受渡当事者間の協定によって，これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は，その試験温度に置きかえてもよい。

b)　受渡当事者間の協定によって，圧延直角方向での試験を行う場合には，注文者の承認があれば，圧延方向試験を省略してもよい。

第５章　形状・寸法および許容差

5.1　Ｕ形鋼矢板断面形状

Ｕ形鋼矢板の断面形状および各部の呼名は図４による。

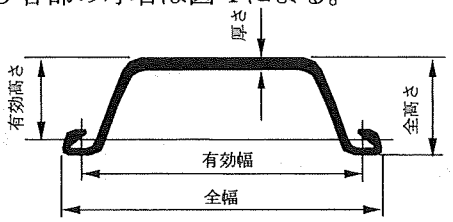


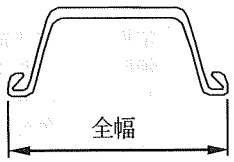
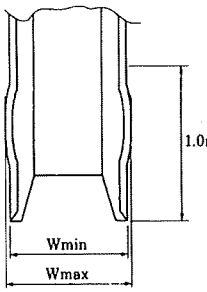
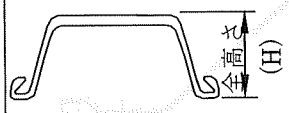
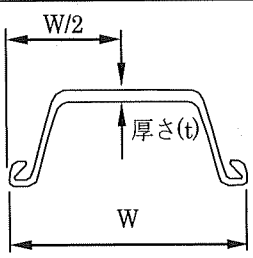
図４　断面各部の呼名

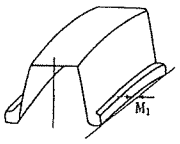
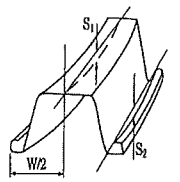
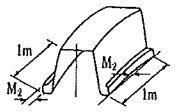
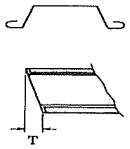
5.2　Ｕ形鋼矢板形状・寸法の許容差

施工性の向上を目的として、JIS A 5528 に対し、項目の追加、許容差の修正を行い、JIS A 5523 の形状及び寸法の許容差と同等としている。

Ｕ形鋼矢板の形状、寸法の許容差は表５による。

表５　形状・寸法の許容差

区　分		測定部位・方法	許容差	JIS A 5528 許容差(参考)	測定器具	測定要領	備　考
全　幅 (W)			<400mm・500mm> 有効幅×±1% <600mm 幅> +6mm -5mm	+10mm -5mm	ノギス	継手部最外側を測定	
全幅差 (Wmax - Wmin)			端部 1m 以内で全幅の最大と最小の差が 4mm 以下	—	ノギス	端部 1m 以内の継手部外側の最大と最小を測定	施工性に影響
全高さ (H)			±4%	±4%	ノギス	継手部底面よりウェブ表面の直角距離を測定	
厚さ (t)	10mm 未満		+1.0mm -0.3mm	±1.0mm	ﾏｲｸﾛﾒｰﾀ	全幅の中央(W/2)位置の厚さを測定	
	10mm 以上		+1.2mm -0.3mm	±1.2mm			
	16mm 以上		+1.5mm -0.3mm	±1.5mm			

区　分		測定部位・方法	許容差	JIS A 5528 許容差(参考)	測定 器具	測定要領	備　考
長さ(L)			＋規定せず 0	＋規定せず 0	鋼製 巻尺	全幅の中央 (W/2)位置の 長さを測定	
曲り (M_1)	長さ 10m 以下		全長(m)× 0.1%以下 最大 20mm	全長(m)× 0.12%以下	水糸 鋼製 直尺	矢板壁に対 し、平行方向 の変形を測 定	施工性 に影響
	長さ 10m を超え るもの			(全長−10m)× 0.10%+12m 以下			
反り (S)	長さ 10m 以下		全長(m)× 0.2%以下 最大 20mm	全長(m)× 0.25%以下	水糸 鋼製 直尺	矢板壁に対 し、直角方向 の変形を測 定(製品自重 によるたわ みの影響を 受けない状 態で測定)	
	長さ 10m を超え るもの			(全長−10m)× 0.20%+25mm 以下			
端曲り (M_2)			端部から 1m の弦側測定 値もしくは 接線側測定 値の 1/2 で 1.5mm 以下	—	鋼製 直尺 ﾃｰﾊﾟｰ ｹﾞｰｼﾞ	端部 1m での 局部的な曲 がりを測定	
断面の 切断差 (T)			有効幅の 4%以下	幅の 4%以下	直角 定規 鋼製 直尺 ﾃｰﾊﾟｰ ｹﾞｰｼﾞ	継手部左右 の長手方向 に対する直 角性を測定	
継手かん合角度 θ			≧6°	—			

5.3　ハット形断面形状

ハット形鋼矢板の断面形状および各部の呼名は図５による。

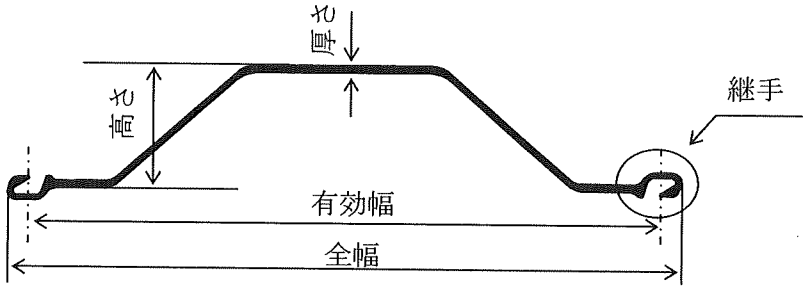
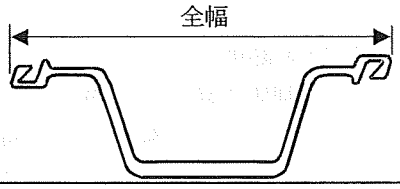
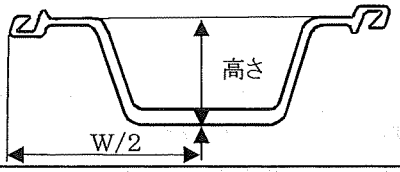
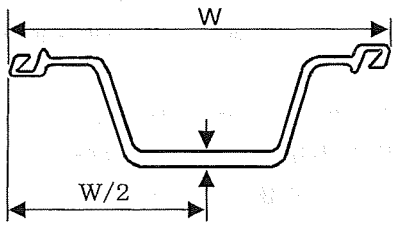
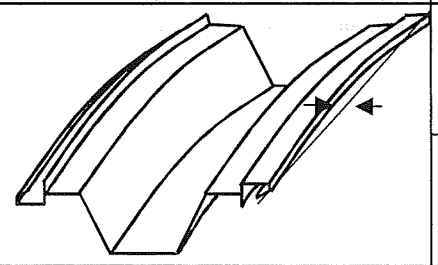
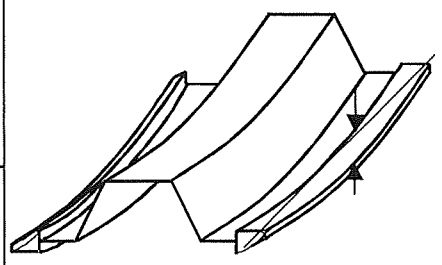
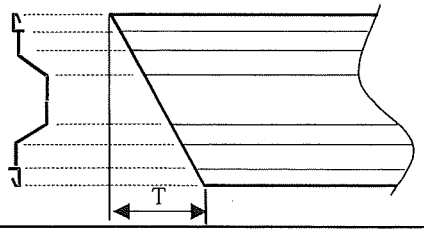


図５　断面各部の呼名

5.4　ハット形鋼矢板形状・寸法の許容差

ハット形鋼矢板の形状、寸法の許容差は表 6 による。

表 6　形状・寸法の許容差

区分		測定部位・方法	許容差 (JIS 許容差)	測定器具	測定要領
全幅 (W)			+10mm −5mm	ノギス	継手部最外側を測定
高さ (H)			±4%	鋼製直尺 ノギス マイクロメータ	腕部上面からウェブ下面までの直角距離（または、腕部上面からウェブ上面までの直角距離に厚さを足して算出）
厚さ (t)	10mm 未満		±1.0mm	マイクロメータ	全幅の中央(W/2)位置の厚さを測定
	10mm 以上 16mm 未満		±1.2mm		
	16mm 以上		±1.5mm		
長さ(L)			+規定せず 0	鋼製巻尺	全幅の中央(W/2)位置の長さを測定
曲り (M)	長さ 10m 以下		全長(m) x0.12%以下	水糸 鋼製直尺	矢板壁に対し平行方向の変形を測定
	長さ 10m を超えるもの		(全長− 10m)x 0.10%+12mm 以下		
反り (S)	長さ 10m 以下		全長(m) x0.25%以下	水糸 鋼製直尺	矢板壁に対し、直角方向の変形を測定（製品自重によるたわみの影響を受けない状態で測定）
	長さ 10m を超えるもの		(全長− 10m)x 0.20%+25mm 以下		
断面の直角切断差 (T)			幅の 4%以下	直角定規 鋼製直尺 テーパーゲージ	継手左右方向の長手方向に対する直角性を測定
継手かん合角度 θ			≧4°		

5.5 外　観

鋼矢板は、貫入性を阻害する爪部の噛出し等の使用上有害な欠点があってはならない。ただし、鋼矢板の表面に有害な欠点がある場合、製造業者はグラインダ又は溶接によって、欠点の除去又は補修を行う事ができる。この場合の条件は、次による。

(1)グラインダ手入れ

(a)手入れ後の鋼矢板の断面寸法は、その許容差範囲内でなければならない。ただし、用途によって注文者の承認を得た場合は、この制限を緩和する事ができる。

(b)鋼矢板の手入れ部分はきれいに仕上げられており、圧延のままの面との境は、滑らかでなければならない。

(2)溶接補修

(a)鋼矢板の有害な欠陥は、溶接前にピッチング又はグラインダがけなどの適当な手段によって完全に除去した後、溶接肉盛補修を行わなければならない。

(b)溶接補修前の欠陥を除去した部分の深さは、表示厚さの 30%以下でなければならない。ただし、鋼矢板の辺の端部については、その先端から辺の表示厚さ以内（最大 12mm）でなければならない。

(c)溶接補修面積は、鋼矢板の総表面積の２%以下でなければならない。

(d)溶接補修は、鋼材の種類に応じた適切な方法で行わなければならない。

(e)鋼矢板の溶接箇所は、縁にアンダーカットや重なりがあってはならない。余盛は圧延面から少なくとも 1.5mm 以上とし、これをピッチング又はグラインダがけなどの方法で除去し、圧延面と同一の高さにきれいに仕上げなければならない。

(f)熱処理を行った場合、JIS A 5528「熱間圧延鋼矢板」の規格による鋼矢板の場合は、溶接補修後改めて鋼矢板本体について熱処理を行わなければならない。

第６章　試験および検査

6.1　試験一般

JIS A 5523 及び JIS A 5528 の規定に基づき分析試験及び機械試験を実施する。

6.1.1　分析試験

(1) JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）によるもの

a)　分析試験の一般事項及び分析試料の採り方は、JIS G 0404（鋼材の一般受渡し条件）の箇条 8（化学成分）による。

b)　溶鋼分析方法は、JIS G 0320 による。

c)　フリー窒素の定量方法は、JIS A 5523 附属書 A に示す鋼－窒化物型窒素定量方法による。

d)　フリー窒素の定量における窒化物型窒素の定量は，製品から採取した試料によって，1 溶鋼ごとに実施する。この場合の分析試料の採り方は，JIS G 0321 の箇条 4（分析用試料採取方法）による。ただし，供試材は，破断後の引張試験片を用いてもよい。

(2) JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）によるもの

a)　化学成分は，溶鋼分析によって求め，分析試験の一般事項及び分析試料の採り方は，JIS G 0404 の箇条 8（化学成分）による。

b)　溶鋼分析方法は，JIS G 0320 による。

6.1.2 機械試験

機械試験の一般事項は，JIS G 0404 の箇条 7（一般要求）及び箇条 9（機械的性質）による。ただし，供試材の採り方は 7.6（試験片採取条件及び試験片）の A 類とし，試験片の数及び採取位置並びに採取方向は，次による。

(1)引張試験

a) 引張試験片の数は，同一溶鋼，同一断面形状及び同一断面寸法ごとのものを一括して一組とし，引張試験片を 1 個採取する。ただし，一組の質量が，50 t を超える場合は 2 個採取する。

b) 引張試験片は、図 6 に示す位置から圧延方向に平行に採取する。図 6 から採取できない場合は、これに近い位置とする。

c) 引張試験片は、図 7 に示す JIS Z 2241 の 1 A 号又は 14B 号とする。

d) 引張試験の方法は、JIS Z 2241（金属材料引張試験方法）とする。

(2)衝撃試験

a) 衝撃試験片の数は，同一溶鋼，同一断面形状及び同一断面寸法ごとのものを一括して一組とし，供試材を 1 個採取し，これから試験片を 3 個採取する。

b) 衝撃試験片採取用供試材は，図 6 に示す位置から採取する。衝撃試験片の厚さ方向の採取位置は，図 9 による。

c) 衝撃試験片は，JIS Z 2242 の V ノッチ試験片とする。標準試験片が採取できない場合は，幅が 7.5 mm 又は 5 mm のサブサイズ試験片を用いてもよい。

d) 衝撃試験の方法は、JIS Z 2242（金属材料のシャルピー衝撃試験方法）による。

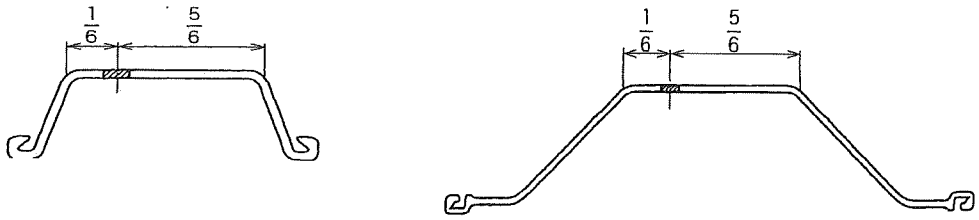
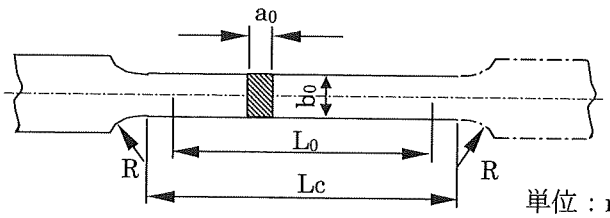


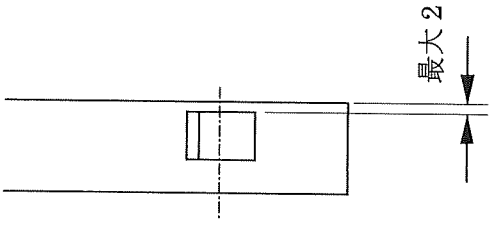
図 6　引張試験片及び衝撃試験片採取用供試材の採取位置



単位：mm

試験片の種類	幅 b_0	標点距離 L_0	平行部 長さ Lc	肩部の 半径 R	厚さ a_0
1A 号試験片	40±0.7	200	220 以上	25 以上	もとの厚さまま
14B 号試験片	$8a_0$ 以下	$5.65\sqrt{S_0}$	$L_0+1.5\sqrt{S_0}$ ～$L_0+2.5\sqrt{S_0}$	15 以上	材料のもとの 厚さのまま

図 7　引張試験片形状(1A 号および 14B 号)



単位：mm

図 8　衝撃試験片の厚さ方向採取位置

6.2　検査一般

検査の一般事項は、JIS G 0404 による。鋼矢板の検査は、製造所において形状・寸法及び外観を 6.2.1 及び 6.2.2 項により実施する。

6.2.1　形状・寸法検査

JIS A 5523、JIS A 5528 及び 5.2 項（形状・寸法の許容差）に規定する各項目について検査を実施し、本仕様書の適合基準に合格していることを証明する。

6.2.2　外観検査

鋼矢板の外観は、１本毎に目視検査により異常のないことを確認する。

第７章　輸送および表示

7.1　輸　送

輸送は、損傷なきよう鋼矢板のサイズ、長さに適した重ね段数、荷姿で行い、必要に応じてダンネージやハセ板等で養生を行う。

7.2　表　示

表示は、JIS A 5523「溶接用熱間圧延鋼矢板」及びJIS A 5528「熱間圧延鋼矢板」の規定に基づき、必要項目を印字したラベルを、鋼矢板の表面又は、端面に貼り付ける方法で行う。

ラベル表示項目　：　①種類の記号
②溶鋼番号又は検査番号
③形状・寸法（又は断面性能）を表す略号
④長さ
⑤製造業者名又はその略号

第８章　提出書類

8.1　検査証明書の提出

JIS A 5523「溶接用熱間圧延鋼矢板」及びJIS A 5528「熱間圧延鋼矢板」の規定に基づいた、素材の検査証明書を提出する。

資料２　重防食鋼矢板製品仕様書

目　　次

第１章　総則
　1.1　適用範囲
　1.2　定義
第２章　使用材料
　2.1　鋼矢板
　2.2　重防食被覆材料
第３章　製造方法
　3.1　鋼矢板の下地処理
　3.2　表面処理剤（プライマー）の塗布
　3.3　ウレタンエラストマーの被覆
第４章　外観、寸法および寸法許容差
　4.1　外観
　4.2　被覆層の厚さおよび寸法許容差
　4.3　被覆範囲および寸法許容差
　4.4　継手周辺の被覆範囲
第５章　検査
　5.1　検査一般
　5.2　材料検査
　5.3　製品検査
第６章　表示
第７章　重防食鋼矢板の取扱い
第８章　提出書類

第1章　総　　則

1.1　適用範囲

本仕様書は、鋼管杭・鋼矢板技術協会会員である鋼矢板製造会社が工場製作する重防食鋼矢板に適用し、その適用範囲は使用材料、製造方法、外観、寸法、寸法許容差、検査、表示、取扱いおよび提出書類とする。

〔解説〕

本仕様書は河川、港湾構造物等に用いる鋼矢板の防食を目的として工場製作する重防食鋼矢板の使用材料、製造方法、外観、寸法、寸法許容差、検査、表示、取扱いおよび提出書類についての仕様を示したもので、鋼矢板の製作は別途「鋼矢板標準製品仕様書」による。

本仕様書に規定されていない事項については日本工業規格（ＪＩＳ）に準拠するほか構造物の種類によってはそれぞれ次の指針等を適用する。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」	2007年	(社)日本港湾協会
「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル」	2009年	(財)沿岸技術研究センター
「港湾の施設の維持管理　技術マニュアル」	2007年	(財)沿岸技術研究センター
「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編」	2012年	(社)日本道路協会
「鉄道構造物等設計標準・同解説　基礎構造物、土留め構造物」	2012年	(公財)鉄道総合技術研究所
「漁港・漁場の施設の設計の手引」	2003年	(社)全国漁港漁場協会

1.2　定　　義

重防食鋼矢板とは鋼矢板の腐食防止対策として「ウレタンエラストマー（ポリウレタン)」を工場でライニングした鋼矢板とする。

〔解説〕

(1) 河川、港湾構造物が設置される環境は鋼材の腐食傾向から水上大気中部、飛沫帯部、干満帯部、海・水中部、河・海底土中部、背面土中部の６種類に分類される。図1.1は鋼材の腐食環境と腐食傾向の関係を示したもので、鋼材の腐食速度は飛沫帯部が最大で、ついで平均干潮面直下部、干満帯部、海・水中部、土中部の順となっている。

重防食鋼矢板は比較的腐食速度の大きい飛沫帯部から平均干潮面直下部、または海・水中部までの範囲を重点に防食性、耐衝撃性、耐摩耗性にすぐれた「ウレタンエラストマー（ポリウレタン)」を鋼矢板表面に被覆して腐食防止対策を施したものである。

図1.2に標準構成例とその名称を示す。

(2) 重防食鋼矢板の適用例を図1.3に示す。

図1.3(a)は比較的腐食速度の大きい飛沫帯部から平均干潮面直下までの防食を対象としてウレタンエラストマーを被覆し、海・水中部以深は腐食しろあるいは他工法で防食する例で、図1.3(b)は飛沫帯部から河・海底地盤面直下までの防食を対象として被覆し、河・海底地盤面直下以深は腐食しろあるいは他工法で防食する例を示す。

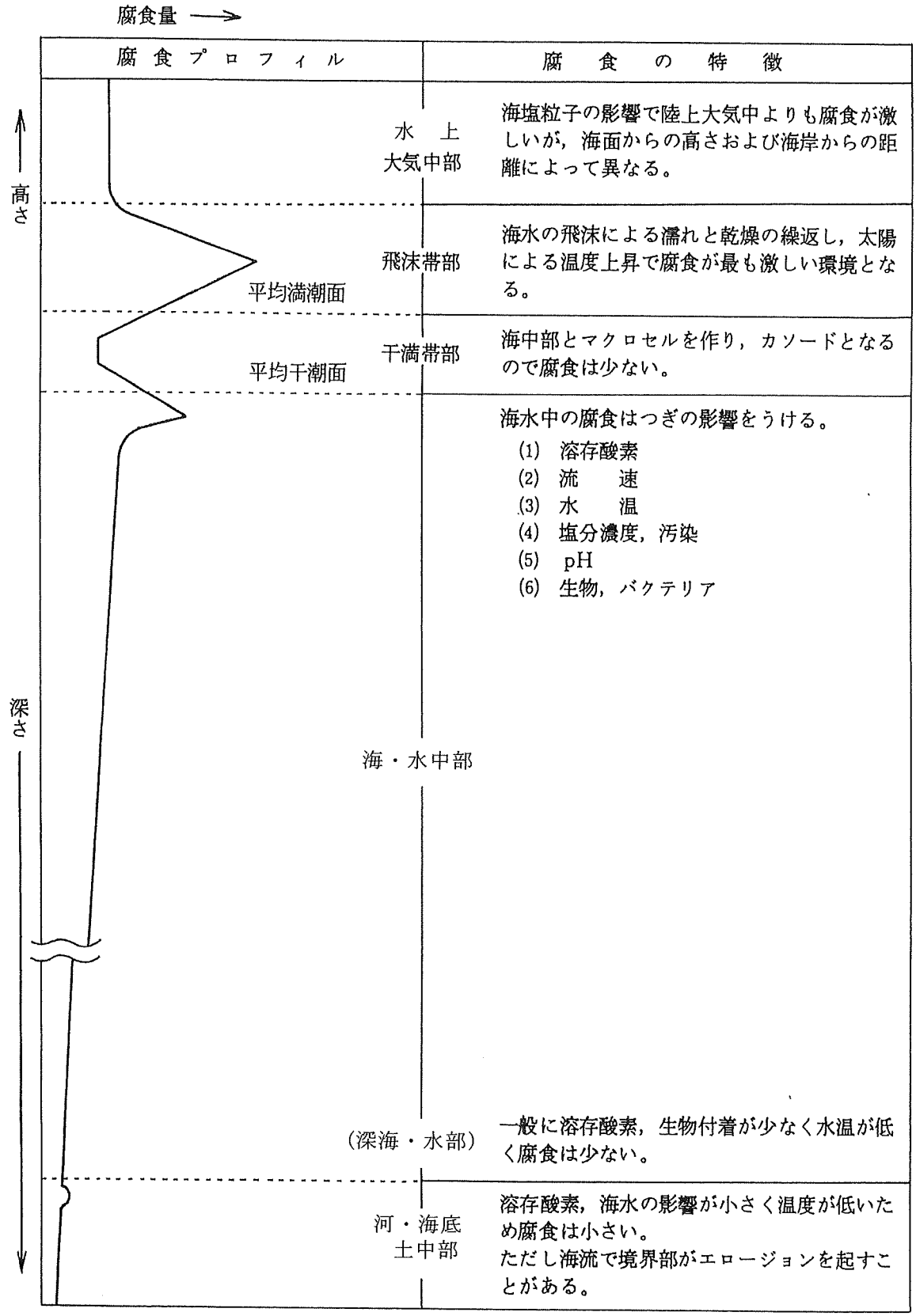


図1.1　鋼材の腐食環境と腐食傾向の関係

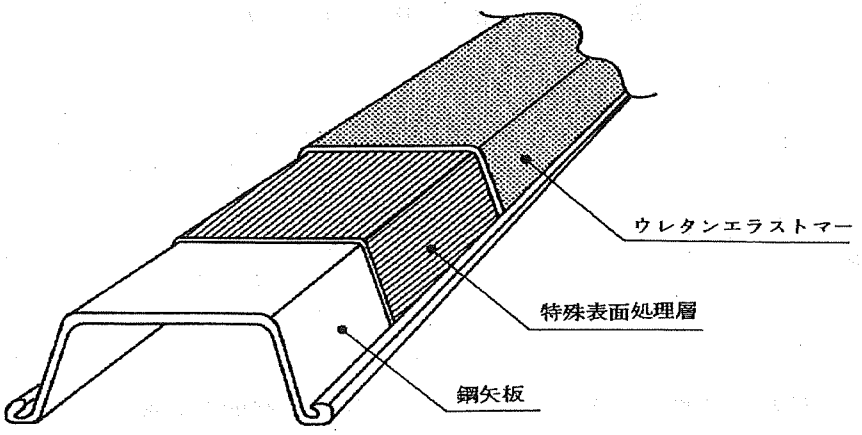


図1.2　ウレタンエラストマー被覆の標準構成例

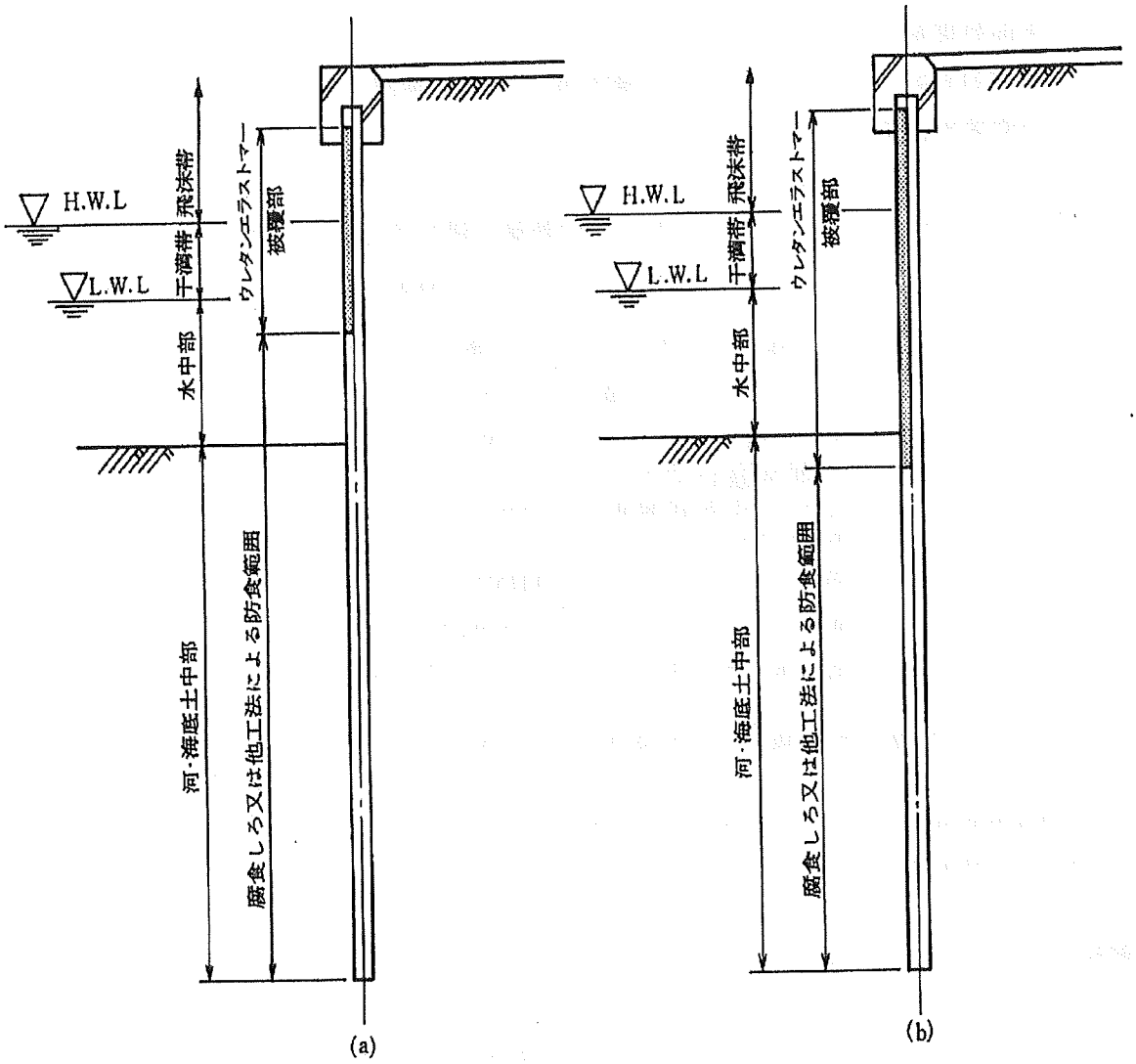


図1.3　重防食鋼矢板の適用例

第2章　使　用　材　料

2.1　鋼矢板

鋼矢板は、JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）または JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）に適合するものを標準とする。

〔解説〕

JIS A 5523は溶接用熱間圧延鋼矢板の、JIS A 5528は熱間圧延鋼矢板の、化学成分、機械的性質、外観、形状、寸法、試験、検査および表示について規定したものである。

2.2　重防食被覆材料

ウレタンエラストマー被覆材料は、次に示す性状に適合するものを使用する。

（A）表面処理剤（プライマー）注1

表面処理剤（プライマー）は、鋼矢板と上層に被覆するウレタンエラストマーとの密着性に優れたものとする。

（B）ウレタンエラストマー

ウレタンエラストマーは、下表に示す数値を満足するものとする。

ウレタンエラストマーの性状

項　　目	数　　値
比　　重	1.0 以上
引　張　強　さ	8.0MPa 以上
引張破壊ひずみ または引張破壊時 呼びひずみ	30%以上
硬　　さ	HDD50 以上
吸　水　率	0.35%以下
体　積　抵　抗　率	$1.0\times10^{12}\Omega\cdot$cm以上

（C）ウレタン被覆材料と鋼材との密着強さは3.0MPa 以上とする。

注１）表面処理剤（プライマー）に関しては被覆材料との適合性から選定されるものであることから、具体的な物性規定は行わないこととした。

〔解説〕

(1) ウレタンエラストマーの性状として次のものを規定することとした。

比重、引張強さ、引張破壊ひずみまたは引張破壊時呼びひずみ、硬さ、吸水率、体積抵抗率、鋼材との密着強さ。

(2) 各性状の試験方法

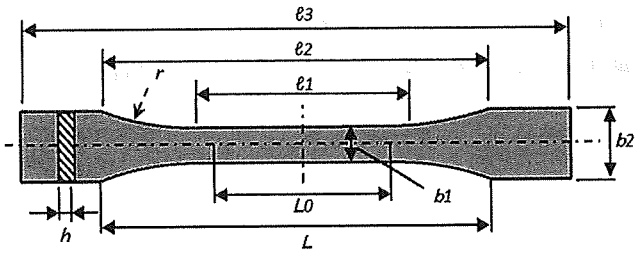
① 密度

ウレタンエラストマーは、JIS K 6911（熱硬化性プラスチック一般試験方法）によって測定する。

② 引張強さおよび引張破壊ひずみまたは引張破壊時呼びひずみ

ウレタンエラストマーは、JIS K 7161（プラスチック－引張特性の試験方法 第1部：通則）によって測定する。

試験片は、図2.1に示す JIS K 7162（プラスチック－引張特性の試験方法 第2部：型成形、押出成形及び注型プラスチックの試験条件）の附属書Aに規定される小形試験片１ＢＡ形による。また、試験速度は、50mm/min とする。



試験片の形　1BA（JIS K 7162-附属書A）	単位(mm)
ℓ3：全長	≧75
ℓ2：幅の広い平行部分の長さ	58±2
ℓ1：幅の狭い平行部分の長さ	30±0.5
b2：端部の試験片幅	10±0.5
b1：狭い部分の試験片幅	5±0.5
L0：標線間距離	25±0.5
L ：つかみ具間の初めの間隔	*ℓ2* ＋2，－0
h ：試験片の厚さ	≧2
r ：曲率半径	≧30

図2.1　引張試験片

③ 硬さ（デュロメータＤ硬さ）[注2]

硬さは、JIS K 7215（プラスチックのデュロメータ硬さ試験方法）のタイプＤによって測定する。

ただし、規定温度で試験できない場合は、材料の温度補正資料に基づいて温度補正ができるものとする。

④ 吸水率

吸水率は、JIS K 7209（プラスチック－吸水率の求め方）のＡ法によって測定する。

⑤ 体積抵抗率

体積抵抗率は、JIS K 6911（熱硬化性プラスチック一般試験方法）によって測定する。

⑥ 鋼材との密着強さ

ウレタンエラストマーの鋼材との密着強さは、JIS G 3443-3（水輸送用塗覆装鋼管－第３部：外面プラスチック被覆）の規定と同様に、JIS H 8300（亜鉛、アルミニウム及びそれらの合金溶射）の附属書Ａ 密着性試験方法に規定されている引張密着強さ試験方法（Ａ法）に準じて測定する。

引張密着強さ試験方法（Ａ法）は、密着強さを定量的に評価できる方法として採

用した。

図2.2に示すように被覆に測定治具を接着して（接着剤が硬化してから治具の外周に沿って下地金属に達するまで切込みを入れ）、これを垂直に引きはがしたときの荷重を測定する。通常、測定治具は直径20mm のもの、または面積１cm^2（直径11.28 mm）のものが用いられる。測定治具は、サンドペーパーなどで接着する被覆表面を粗にし、速乾性のエポキシ系接着剤などを用いて強く押しつけて接着する。

測定は、測定治具に適合した専用引張試験機によって行う。

引張密着強さ試験方法（Ａ法）は破壊試験のため、未被覆部分まで被覆し、その部分で行うか、または同一条件で製作された供試体により行う。

注２）デュロメータＤ硬さ（HDD）は、デュロメータ試験機のオリジナルメーカーがショア社であったことから、慣用的にショアＤ硬さと呼ばれていたが、JIS Z 2246（ショア硬さ試験―試験方法）に規定されたＤ形試験機によるショア硬さ（HS あるいは HSD）との混同をさけるため、JIS K 7215（プラスチックのデュロメータ硬さ試験方法）の主旨に沿って、デュロメータＤ硬さ（HDD）と呼ぶこととする。

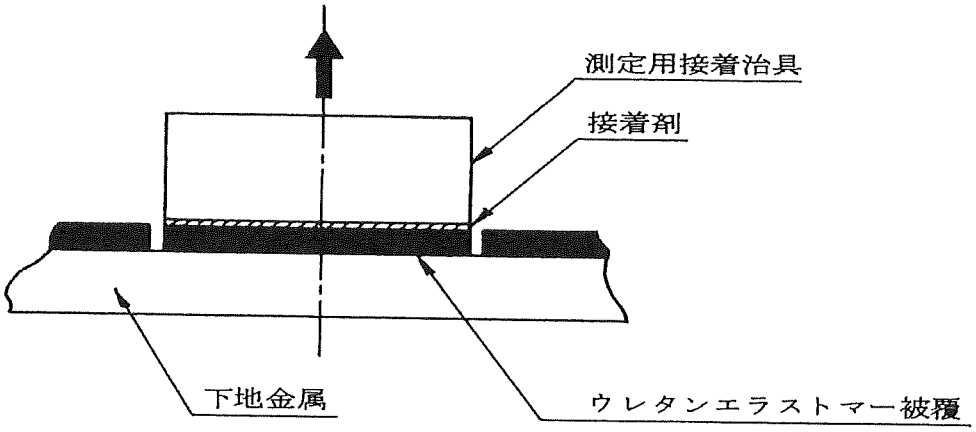


図2.2　引張密着強さ試験方法（Ａ法）の要領説明図

第3章　製　造　方　法

3.1　鋼矢板の下地処理

鋼矢板に付着している有害な油分は、溶剤を用いて除去し、さび、その他の異物は、SIS Sa 2 1/2[注3]以上に除錆処理を行う。

注3）下地処理の規格の SIS Sa 2 1/2とは、鋼材表面を十分にブラストして、わずかな痕跡以外のミルスケール、さびおよびその他の異物を除去するもので、ニアリーホワイトの状態にする事である。

〔解説〕

素地調整は、防食被覆に於ける耐久性を左右する重要な要因である。そのため表面処理剤（プライマー）塗布に先立ち、ショットブラスト（鋼粒）、グリッドブラスト（鋼砕粒）、サンドブラスト（砂粒）等による機械的ブラスト処理により有害なさび、その他の異物を除去する。

鋼矢板の表面に油分の付着がある場合は、ブラスト処理に先立ち、適切な溶剤を用いてこれを除去する。

3.2　表面処理剤（プライマー）の塗布

鋼矢板に表面処理剤（プライマー）を塗布する。

〔解説〕

表面処理剤（プライマー）は耐腐食性の向上を目的とし、その上に被覆されるウレタンエラストマーとの密着性に優れたものを使用する。

塗布方法は、ローラー、刷毛またはスプレー等の方法で行う。

3.3　ウレタンエラストマーの被覆

表面処理剤（プライマー）の塗布後、ウレタンエラストマーをスプレーにより被覆する。

〔解説〕

ウレタンエラストマーは反応速度が早く、主剤と硬化剤をそれぞれ高圧ポンプで吐出しノズル直前で強制的に撹拌混合してからスプレーにて塗布し、ウレタンエラストマーの被覆を形成する。

第４章　外観、寸法および寸法許容差

4.1　外　　観

被覆層は表面が平滑であるとともに、実用上有害な傷や異物の混入などがないものとする。

〔解説〕

有害な傷とは、工事中や構造物の完成後に被覆層のめくれの原因となったり、防食耐久性の低下をおこすようなものをいう。有害な傷の目安としては下記のことがある。

①　われの原因となるようなするどい切傷

②　被覆のめくれとなるような浮き上りや重なり

③　微小な孔（ピンホール）

4.2　被覆層の厚さおよび寸法許容差

被覆層の厚さは2.0㎜とし、その寸法許容差を $\begin{matrix}+\text{規定しない}\\ -0\text{㎜}\end{matrix}$ とする。

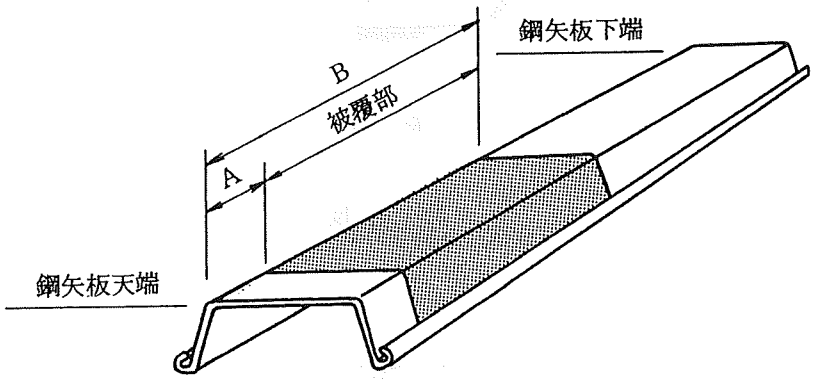
〔解説〕

ウレタンエラストマーの被覆厚さに関するJISの規定はないが、ポリエチレン被覆鋼管「JIS G 3469^{-1978}の5･3被覆厚さ」[注4]を参考として決めた。マイナス許容差は、0 として標準膜厚を確保するようにした。

注４）地中埋設管として防食上必要とされるポリエチレンの厚さは一般に0.3㎜といわれているが、運搬、取扱い、敷設時の外力を考えると鋼管外面被覆の厚さは当然これより厚くしなければならない。この規格では、使用実績および諸外国規格を集約して、最小被覆厚さを１号では0.6㎜、２号では1.5㎜とした。

4.3 被覆範囲および寸法許容差

防食被覆の範囲は、第１章　総　則　に述べた事項を考慮して設計者がきめる。
被覆範囲の寸法許容差は図4.1のとおりである。



設計寸法	寸法許容差
A　部	＋０ mm －50 mm
B　部	＋規定しない －０ mm

図4.1　被覆範囲および寸法許容差

〔解説〕

(1) A部の寸法許容差でプラス側を0としたのは防食範囲を確保するためであり、マイナス側を50mmとしたのは、コーピング用の鉄筋の溶接、バイブロハンマーのチャッキングしろ等を考慮したためである。

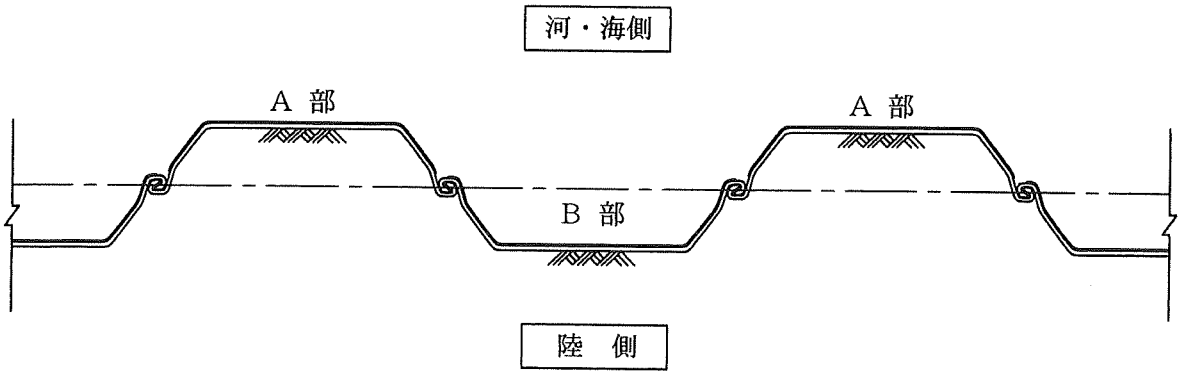
(2) B部の寸法許容差でプラス側を規定しないとしたが、これは被覆範囲が大となっても防食上問題がないためである。

4.4 継手周辺の被覆範囲

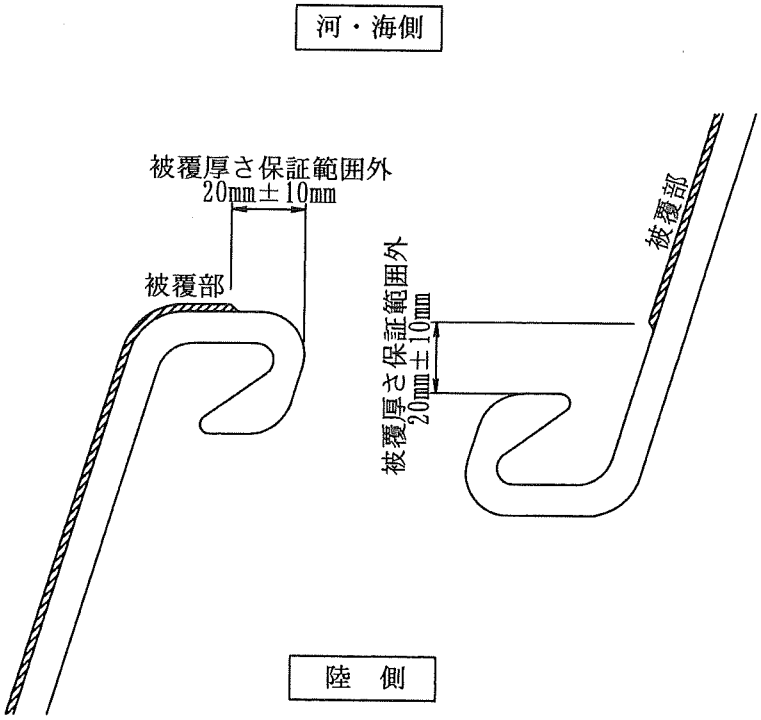
継手周辺の被覆範囲は、図4.2のとおりとする。

〔解説〕

図4.2は標準的な鋼矢板継手周辺の被覆範囲を示したものである。



平 面 図



B 部　　A 部

継手周辺

図4.2(a)　U形鋼矢板の継手周辺の被覆範囲

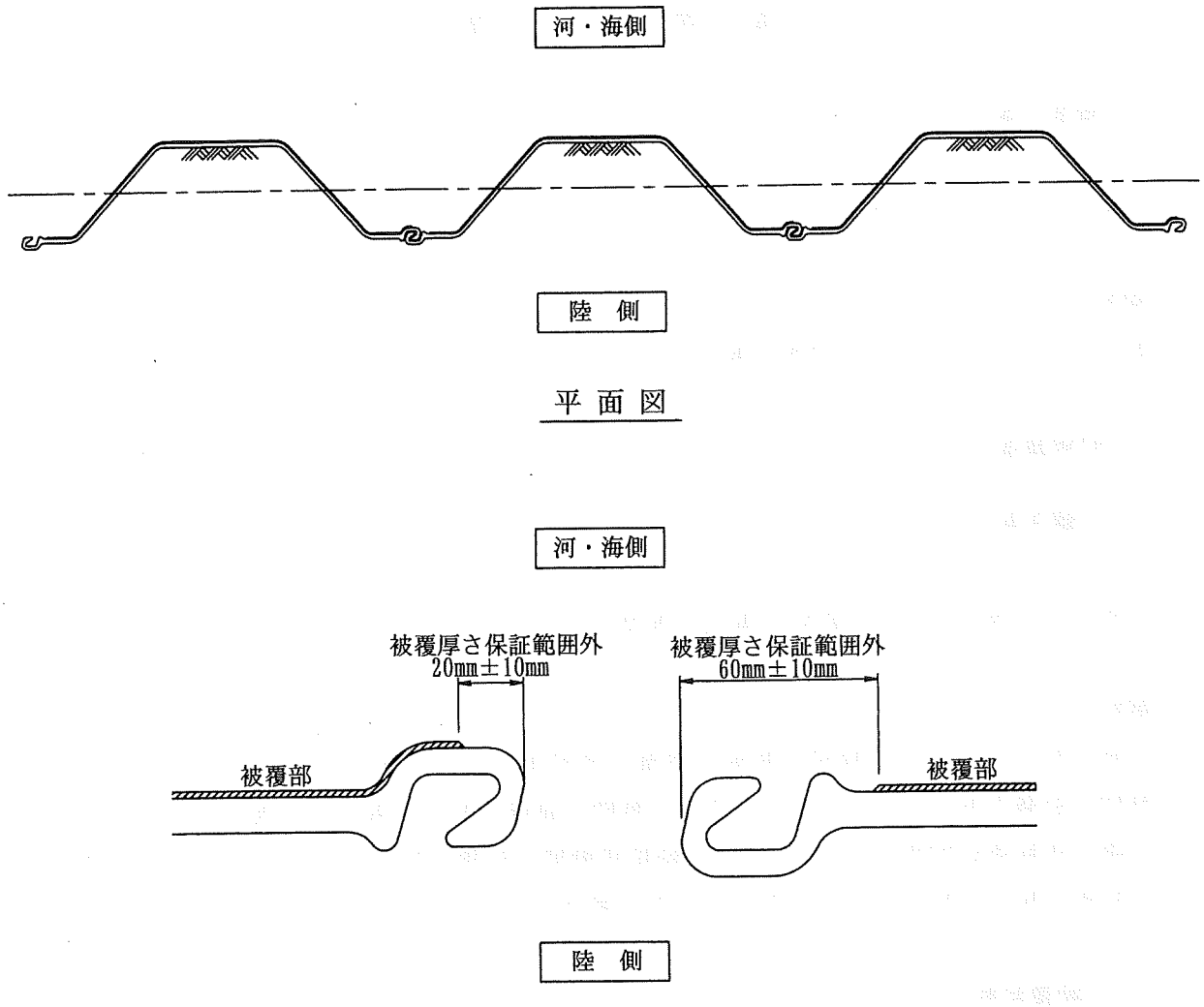


図4.2(b)　ハット形鋼矢板の継手周辺の被覆範囲

第5章 検　　査

5.1 検査一般

検査は原則として製造所で行うものとする。

〔解説〕

検査内容は材料検査および製品検査とする。

5.2 材料検査

5.2.1 鋼矢板

鋼矢板の検査は2.1の規定に基づく検査を行いこれに合格するものとする。

〔解説〕

(1) 鋼矢板の化学成分、機械的性質、外観、形状および寸法検査は JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）または JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）の規定に合格するものとする。

(2) 鋼矢板検査証明書は JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）または JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）の規定に従って作成しこれを提出する。

5.2.2 被覆材料

被覆材料は製造ロットごとに品質検査を行い2.2の規定に合格するものとする。

〔解説〕

被覆材料の検査は被覆材料メーカーがその製品ロットごとに行う。

5.3 製品検査

5.3.1 被覆部の外観検査

重防食鋼矢板の被覆部の外観は4.1の規定に合格するものとする。

〔解説〕

(1) 外観目視検査は１本ごとに行う。

(2) ピンホール検査は20枚またはその端数ごとに１枚の割合で被覆部の膜厚規定部全面について行う。

(3) ピンホール検査は放電式ホリデーディテクター（ピンホールディテクター）を用いて

行う。試験電圧は JIS G 3469（ポリエチレン被覆鋼管）の試験電圧10KV～12KV に準拠して行う。

5.3.2 被覆厚さの検査

被覆厚さは4.2の規定に合格するものとする。

〔解説〕

(1) 被覆厚さは鋼矢板20枚またはその端数ごとに１枚の割合で検査するものとする。

(2) 厚さの測定は電磁膜厚計等を用い図5.1に示すように被覆材料の両端部および中央の３断面について測定する。

(3) 各断面ごとの測定値が4.2の規定に合格するものとする。

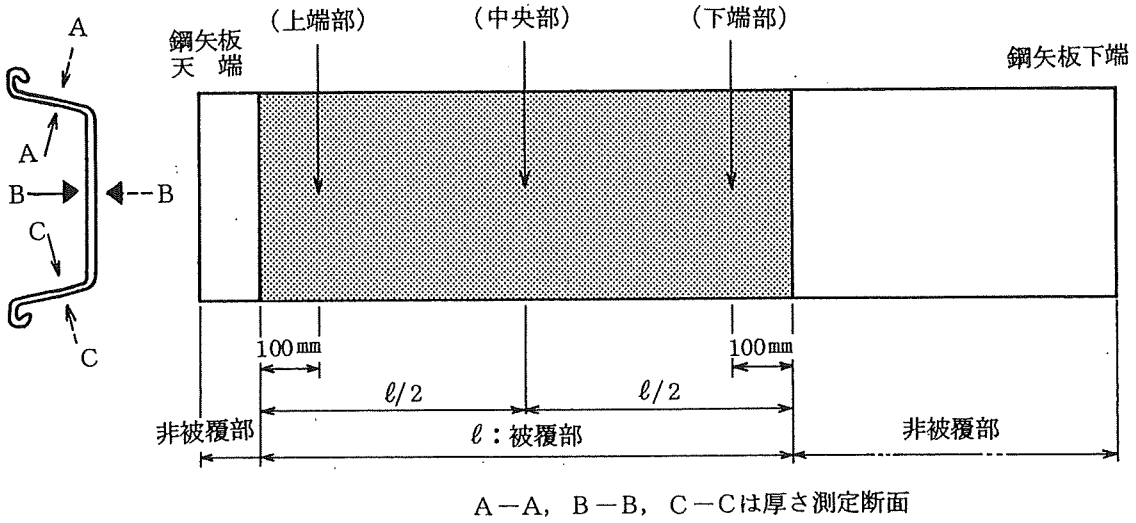


図5.1　被覆厚さの測定位置

5.3.3 被覆範囲の検査

被覆範囲は4.3、4.4の規定に合格するものとする。

〔解説〕

(1) 被覆範囲の検査は鋼矢板20枚、またはその端数ごとに１枚の割合で検査する。

(2) 検査方法はスチールテープ、ノギス等を用いて行い測定箇所は長手方向につき１個所（ウエブ中央）、幅方向につき２個所（左右の爪部近傍）とする。

5.3.4　鋼材との密着強さの検査

鋼材との密着強さは2.2の規定に合格するものとする。

〔解説〕

(1) 被覆製品の鋼材との密着強さの検査は製品20枚またはその端数ごとに１枚の割合で余長部にもうけた試験片により検査するか、または供試材により検査する。測定箇所は、製品１枚において１箇所（１個）とする。

(2) 検査方法は「引張密着強さ試験方法（Ａ法）」により行う。

第6章　表　　示

検査に合格した重防食鋼矢板の表示は JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）または JIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）の規定に準拠して容易に消えない方法で明示する。

〔解説〕

(1) 表示は各重防食鋼矢板ごとに行う。

(2) 表示項目は下記項目とする。

① 種類の記号

② 溶鋼番号又は検査番号

③ 形状および寸法（又は断面性能）を表す略号

④ 長さ

⑤ 製造業者名又はその略号

第7章　重防食鋼矢板の取扱い

重防食鋼矢板の運搬および取扱い時には製品に有害な損傷を与えないように十分注意する。

〔解説〕

(1) 荷姿（工場出荷時）

工場出荷時の荷姿の例を図7.1に示す。

重ね積みする場合、被覆面に上積み鋼矢板が直接、接触しないように、緩衝材（木材、廃ベルト等）を使用する。

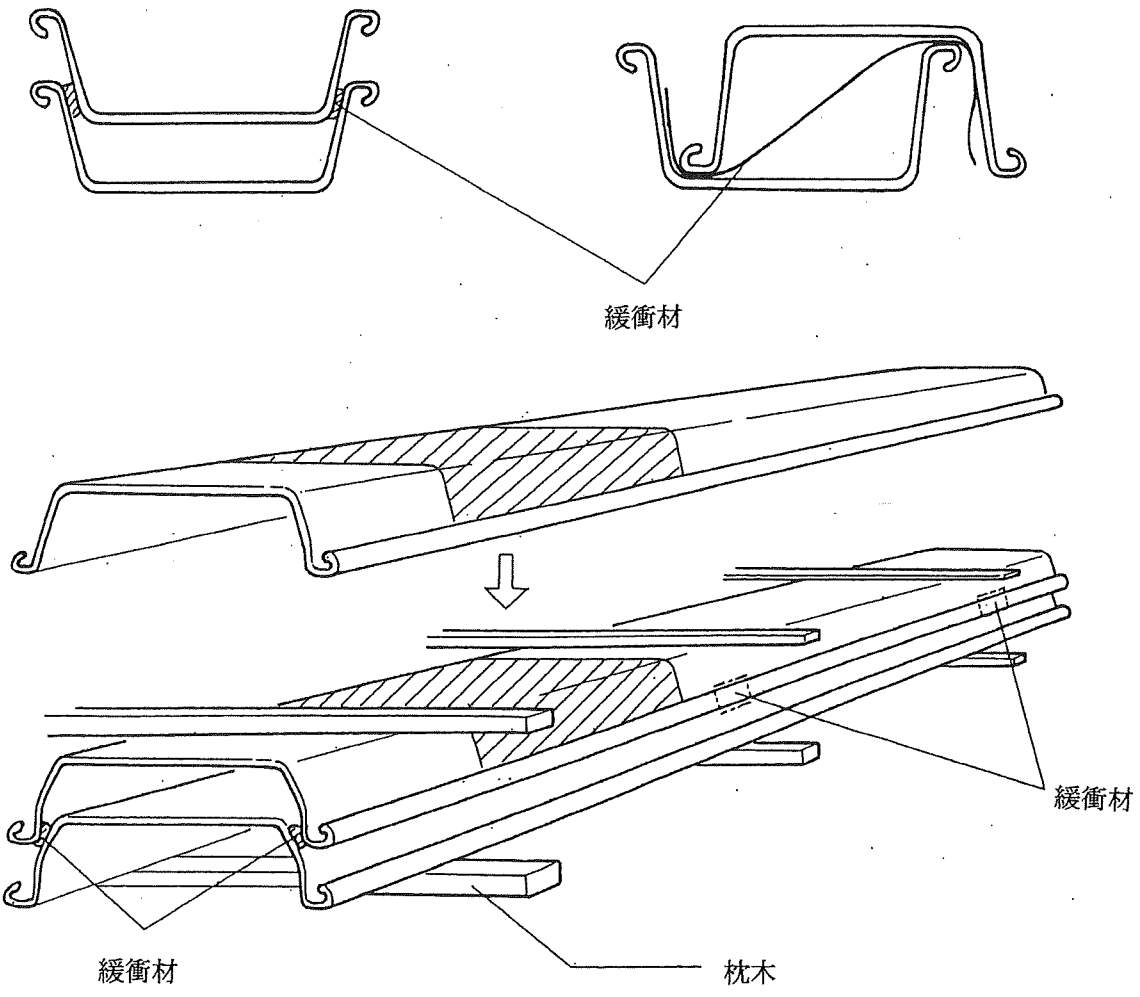


図7.1(a)　工場出荷時の荷姿例（U形鋼矢板）

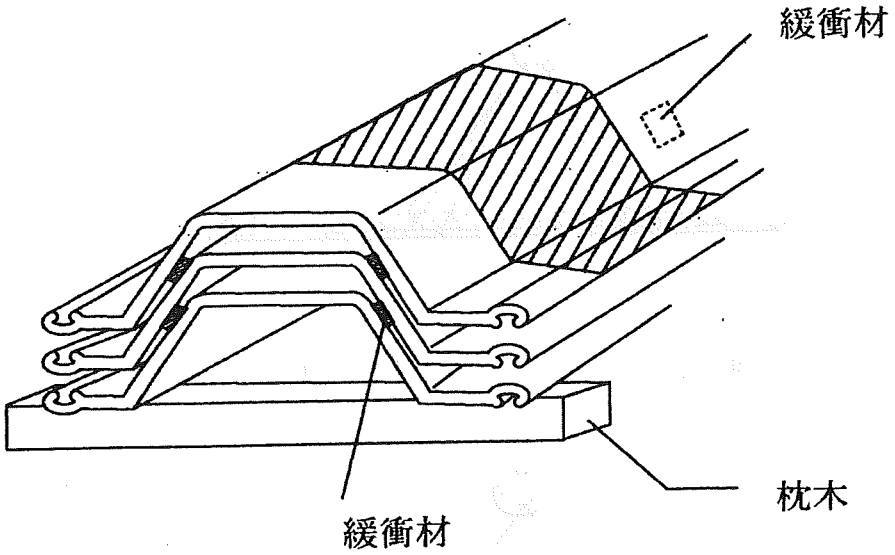


図7.1(b)　工場出荷時の荷姿例（ハット形鋼矢板）

また取扱いについて、以下のことに注意する。

(1) 被覆部にワイヤーロープを掛けない。

(2) 被覆部を直接枕木に置かない。

(3) 被覆部を直接床面に置かない。

(4) 一般の鋼矢板と一緒に積み上げる場合は、重防食鋼矢板を上積みとする。

(5) 雨天の場合は、滑りやすいので取扱いに注意する。

(2) 吊り方

吊り上げ、吊り下ろしをクレーンにより行う場合、図7.2に示すように被覆部に直接ワイヤーロープをかけずフック掛けで行う。止むを得ず直接ワイヤーロープを被覆部にかける場合は、図7.3、図7.4に示すように、緩衝材（ゴムベルト等）を被覆部に巻きつけるか、ワイヤーロープにナイロンスリングまたはゴム等の緩衝材を被覆したものを使用する。

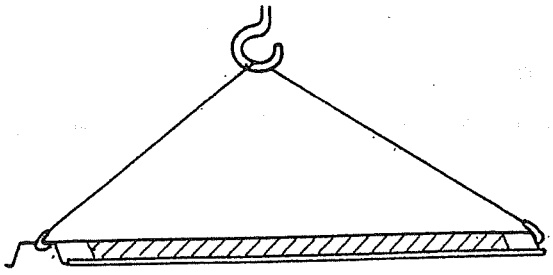


図7.2　フック掛けの場合

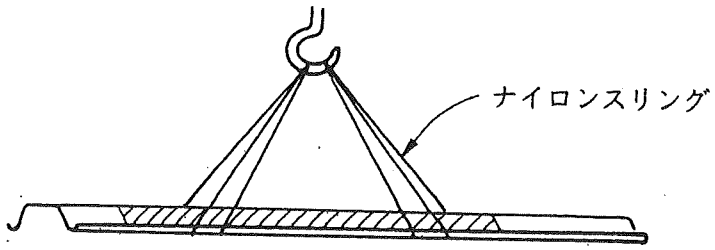


図7.3　ナイロンスリング使用の例

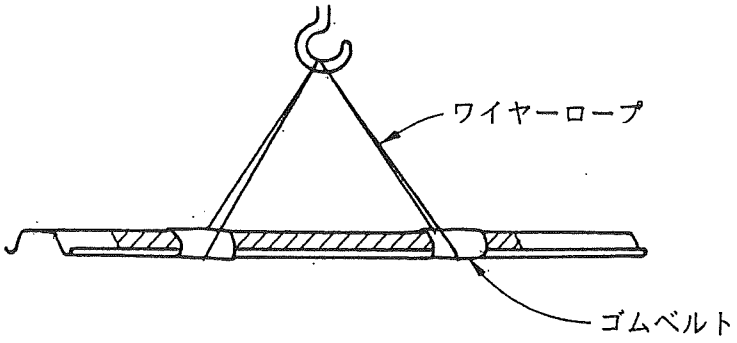


図7.4　ワイヤーロープ使用の例

(3) 保　管

施工現場において保管する場合、被覆部に傷をつけないようにするため下記の項目について留意する。

① 積み重ね高さは、安全管理上2.0m以下とする。

② 被覆部は、鋭利なものとの接触を避ける。

③ 重ね積みする場合に、被覆部に他の鋼矢板が接触しないようにする。どうしても、被覆部が接触するような場合には、接触部にゴムベルト等の緩衝材を挟む。

④ 直接、地面に置くことは避け、枕木等の上に置く。

枕木は非被覆部に設置することを原則とするが、止むを得ず被覆部に設置する場合はゴムベルト等の緩衝材を挟む。

⑤ 重防食鋼矢板と一般鋼矢板を重ねる場合には、重防食鋼矢板を上積みする。

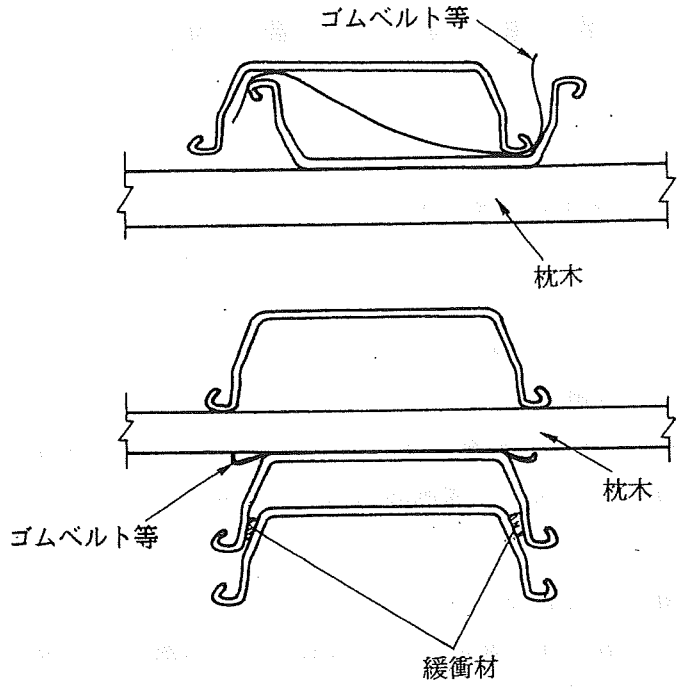


図7.5　現場保管の一例

第8章　提　出　書　類

製品の納入にあたって検査証明書を提出する。

〔解説〕

(1) 提出書類の種類とその内容は下記のとおりとする。

① 鋼矢板検査に関する成績表

JIS A 5523（溶接用熱間圧延鋼矢板）またはJIS A 5528（熱間圧延鋼矢板）の規定に基づいて、素材の化学成分、機械的性質および炭素当量（JIS A 5523のみ）を記載する。

② 被覆材料検査に関する成績表

被覆材料メーカーが第2章の規定による試験方法で試験した結果を記載する。

③ 被覆製品検査に関する成績表

外観目視検査、ピンホール検査結果は「ＧＯＯＤ」表示とし、被覆厚さ、被覆範囲および密着強さの検査結果の測定値を記載する。

(2) 提出部数は各3部とする。

資料３　異形鋼矢板製作要領書

目　　次

１．適用範囲
２．基本条件
３．製作標準工程
４．工程別製作要領
　4-1　素材受入
　4-2　罫書き
　4-3　切断
　4-4　部材矯正
　4-5　組立・仮付け
　4-6　溶接
　4-7　全体矯正
　4-8　検査
５．表示
６．提出書類

１．適用範囲

本仕様書は，（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会会員である鋼矢板製造会社が実施する異形鋼矢板の使用材料，製造方法，寸法・形状許容差，検査および提出書類に適用する。

２．基本条件

①異形鋼矢板の寸法・形状，長さは承認図によるものとする。

②使用する素材鋼矢板はＪＩＳ Ａ ５５２３（ＳＹＷ２９５，ＳＹＷ３９０）に合格したものとする。

３．製作標準工程

①製作の標準工程は次の通りとする。

(1)素材受入→(2)罫書き→(3)切断→(4)部材矯正→(5)組立・仮付け→(6)溶接→(7)全体矯正→(8)検査→(9)出荷

②製作は屋内作業を原則とする。

４．工程別製作要領

４－１．素材受入

①使用する素材鋼矢板の規格，サイズ，型式，長さを承認図面と照合，確認する。

②使用する素材鋼矢板の寸法・形状，表面性状を点検し，加工に支障が無いかを確認する。

４－２．罫書き

ポンチ，タガネ等による打痕を残さないものとする。

４－３．切断

①切断はガス切断を原則とする。

②切断面のノッチ深さは以下とする。

部　位	ノッチ深さ
開先内	２mm以下

③開先角度の許容差は±５°とする。

４－４．部材矯正

部材段階で発生した歪みは，必要に応じて組立前に矯正を行う。

４－５．組立・仮付け

①組立に際し，形状を確保するため治具等で固定し仮付けを行う。

②仮付け溶接は，組み立ての支障とならない範囲で，最小限の箇所とし，ショートビードの長さは５０mm以上とする。

４－６．溶接

①気温が０℃以下で溶接を行う場合は，予熱を行う。

②溶接工はＪＩＳ Ｚ ３８０１のＡ－２Ｆ以上およびＪＩＳ Ｚ ３８４１のＳＡ－２Ｆの有資格者とする。

③溶接法および溶接棒については，次のものを使用する。

溶接法	鋼矢板材質	溶接材料の適用規格
被覆アーク溶接	ＳＹＷ２９５	JIS Z 3211 軟鋼，高張力鋼及び低温鋼用被覆アーク溶接棒
	ＳＹＷ３９０	
ＭＡＧ溶接	ＳＹＷ２９５	JIS Z 3312 軟鋼，高張力鋼及び低温用鋼用のマグ溶接及びミグ溶接ソリッドワイヤ
	ＳＹＷ３９０	
	ＳＹＷ２９５	JIS Z 3313 軟鋼，高張力鋼及び低温用鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ
	ＳＹＷ３９０	

④溶接棒の乾燥条件は以下による。

溶接棒	温度（℃）	時間（分）
被覆アーク溶接	３００～４００	６０

４－７．全体矯正

加工中歪みが発生し，その歪みが許容値を超えた場合は，矯正するものとする。

４－８．検査

①最終製品は，「表－１　寸法形状許容差」および「表－２　溶接部の品質」を満足するものとする。

②溶接部の不具合は，手直しを行うものとする。手直し方法は，グラインダーまたは必要に応じて欠陥をガウジング除去後，溶接補修する。

５．表示

素材鋼矢板の以下の内容を表示したラベルを貼付する。

①規格，サイズ，型式，長さ，溶鋼番号，製造業者またはその略号

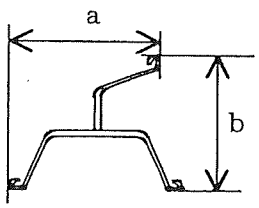
６．提出書類

提出書類は下記の通りとする。

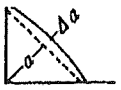
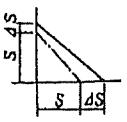
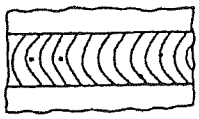
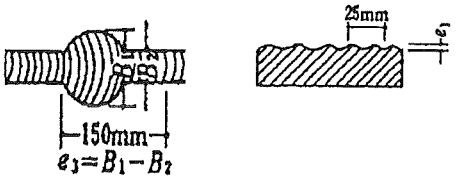
①素材鋼矢板の検査証明書

②付属鋼材の検査証明書（承認図面に鋼材規格の指定があるもの）

表－1　　寸法形状許容差

項目	許容差	備考
曲り、反り	L×0.15%(mm)以下	L=母材長さ(mm)
取付位置 (a) (b)	±４％	

表－2　　溶接部の品質

項　　目		品　　質	備　　考
ビート長さ		図面指示長さに対し、マイナス不可	
余盛高さ	突き合わせ溶接部 (h)	０　～　４．０　ｍｍ	
	隅肉溶接部 (⊿a)	０　～　４．０　ｍｍ	
隅肉溶接部の脚長 (⊿ｓ)		図面指示脚長に対して －０，　＋３　ｍｍ	
アンダーカット (ｅ)		０．８　ｍｍ　以下	
ピット		３　ケ／　１ｍ　以下 但し、ピットの大きさが１ｍｍ超のものとする。	
ビード表面の不整 (ｅ)		・ビード表面の凸凹の高低差（e_i）は溶接の長さ　２５ｍｍの範囲で２．５ｍｍ以内。 ビード幅の不整（e_J）は溶接の長さ１５０ｍｍの範囲で５．０ｍｍ以内とする。	
スパッター		ないこと	
割れ		ないこと	表面目視検査による。必要に応じてカラーチェックによる確認を行う。

資料４　付属品材料表

１．タイロッド

タイロッドは、”鋼矢板施工指針”に基づいて製作されていますが、各メーカー毎に各部品寸法やアクセサリー部品に多少の差異があります。詳細はメーカー資料を参照して下さい。

1.1　タイロッドの構造

図-1に、タイロッドの部品および組立構造図の一例を示します。

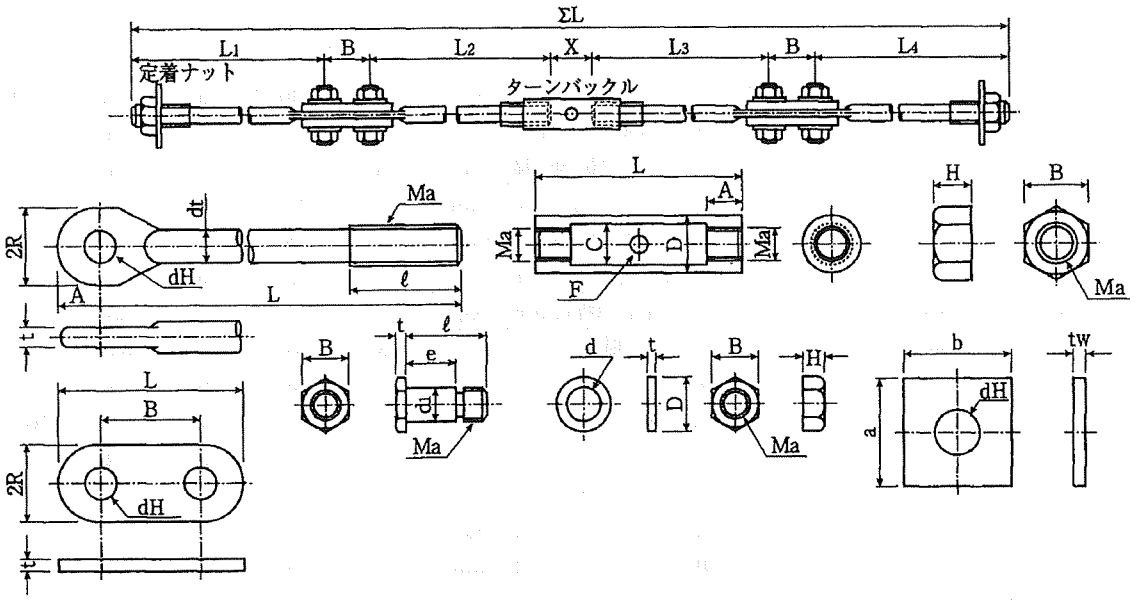
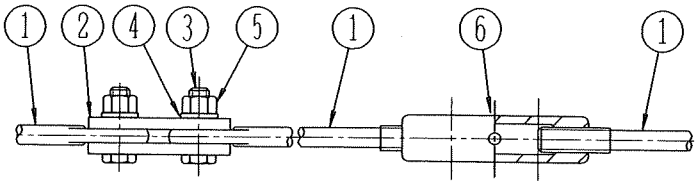


図-1　アプセット方式タイロッド組立図および各部寸法図

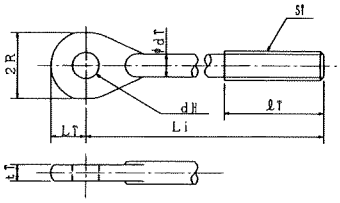
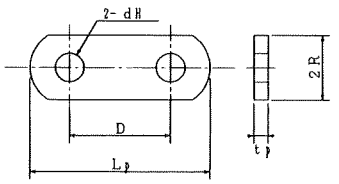
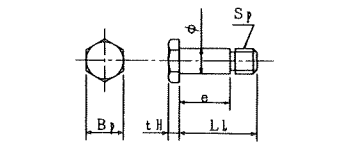
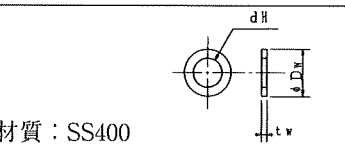
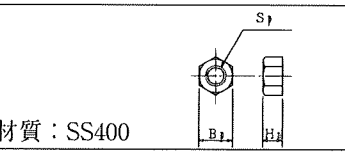
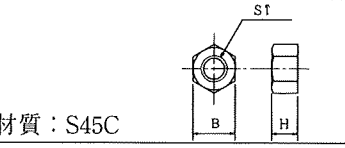
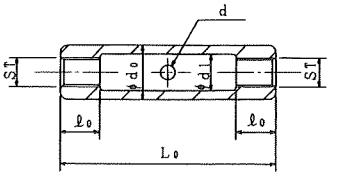
1.3　タイロッドおよび付属品の標準寸法

汎用性が高いタイロッドおよび付属品の標準寸法例を示します。

表-1　タイロッドおよび付属品の標準寸法例（高張力鋼 HT690）

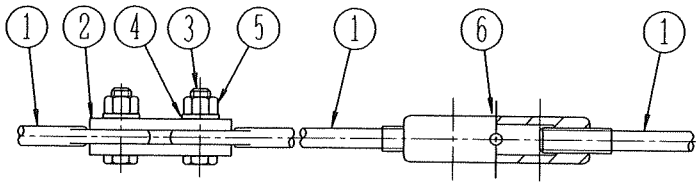


降伏点または耐力：440N/mm^2 以上
引張り強さ：690N/mm^2 以上
伸び：19% 以上（アプセット方式）

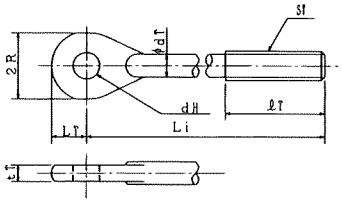
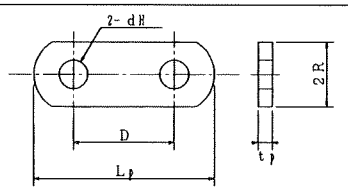
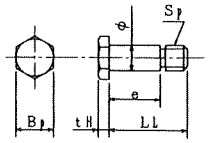
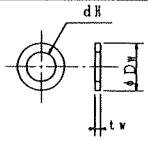
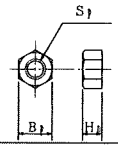
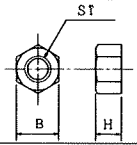
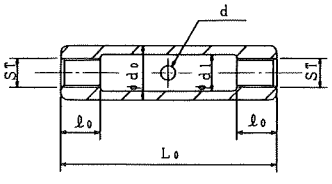
区分	ロッド本体及び付属品の形状	区分明細	単位	記号						
①タイロッド本体		棒径	mm	d_T	25	28	32	36	38	42
		断面積	cm^2	A	4.91	6.16	8.04	10.18	11.34	13.85
		単位質量	kg/m		3.85	4.83	6.31	7.99	8.9	10.9
		ネジ部呼び径		ST	30×3.5	33×3.5	39×4	45×4.5	48×5	52×5
		ネジ切り長さ	mm	ℓ_T	130	140	150	170	170	200
		ネジ部500mm質量	kg		2.0	2.7	3.4	4.4	5.0	6.2
		リング部横幅	mm	2R	68	74	84	92	98	106
		ピン孔径	mm	d_H	27	30	34	38	40	44
		リング部厚さ	mm	t_T	18	20	23	27	27	30
		中心から先端迄の距離	mm	L_T	42	46	52	56.5	60	65
	材質：NHT690	リング部A+500mm質量	kg		2.3	3.1	4.3	5.1	5.7	7.0
リングジョイント ②プレート		幅	mm	2R	68	74	84	92	98	106
		厚さ	mm	t_P	16	19	19	22	22	25
		孔ピッチ	mm	D	130	135	150	160	160	170
		全長	mm	L_P	214	227	254	272	280	300
		ピン孔径	mm	d_H	27	30	34	38	40	44
	材質：SM490A	質量	kg		1.6	2.2	2.7	3.7	4.1	5.2
③ピン		胴径	mm	ϕ	25	28	32	36	38	42
		全長	mm	L_L	84	95	101	120	120	130
		胴長	mm	e	54	62	65	75	75	84
		ネジの呼び径		S_P	24	27	30	36	36	42
		頭部二面幅	mm	B_P	36	41	46	55	55	65
		頭部の厚さ	mm	t_H	15	15	15	15	15	15
	材質：NHT690	質量	kg		0.42	0.58	0.79	1.2	1.3	1.7
④座金		外径	mm	D_W	44	50	56	66	66	78
		孔径	mm	d_H	26	30	33	39	39	45
		厚さ	mm	t_W	4.5	4.5	4.5	6	6	7
	材質：SS400	質量	kg		0.035	0.044	0.057	0.105	0.105	0.175
⑤ナット		ネジの呼び径		S_P	24	27	30	36	36	42
		高さ	mm	H_N	19	22	24	29	29	34
		二面幅	mm	B_P	36	41	46	55	55	65
	材質：SS400	質量	kg		0.11	0.16	0.22	0.41	0.41	0.66
ナット		ネジの呼び径		ST	30	33	39	45	48	52
		高さ	mm	H	30	33	39	45	48	52
		二面幅	mm	B	46	50	60	70	75	80
	材質：S45C	質量	kg		0.28	0.37	0.63	1.00	1.24	1.49
⑥ターンバックル		外径	mm	d_0	60	65	70	80	85	90
		全長	mm	L_0	300	320	330	340	350	370
		孔径	mm	d	20	20	20	20	20	25
		ネジの呼び径		ST	30	33	39	45	48	52
		ネジ部の長さ	mm	ℓ_0	50	60	60	60	60	70
		内径	mm	d_1	33	36	42	48	51	56
		質量	kg		4.7	5.9	6.5	8.8	10.1	11.7
	材質：S35C又はS45C	図示上の調節代	mm		120	120	120	140	140	140

寸法													寸法差
44	46	48	50	52	55	60	65	70	75	80	85	90	径の±1.5%
15.21	16.62	18.10	19.64	21.24	23.76	28.27	33.18	38.48	44.18	50.27	56.75	63.62	
11.9	13.0	14.2	15.4	16.7	18.7	22.2	26.0	30.2	34.7	39.5	44.5	49.9	
52×5	56×5.5	60×5.5	60×5.5	64×6	64×6	72×6	76×6	80×6	85×6	90×6	95×6	100×6	8g
200	200	200	240	240	240	240	240	240	240	240	240	300	−0+10
6.5	7.2	8.1	8.7	9.6	10.1	12.5	14.4	16.3	18.6	21.1	23.7	26.5	(有効ネジ)
114	117	123	127	135	139	152	160	170	182	194	202	212	−1+規定せず
46	48	50	52	54	57	62	67	72	77	82	87	92	±1.0
30	33	33	34	36	37	40	44	48	51	54	58	62	−0+4
69	70.5	74	77	77.5	84	91	98	104	111	117	124	131	−0+5
7.6	8.3	9.4	10.2	11.5	12.7	14.9	18.0	20.9	24.6	28.7	33.0	37.8	
114	117	123	127	135	140	152	160	170	182	194	202	212	−0+規定せず
25	25	28	28	32	32	32	36	38	40	45	50	50	±1.0
180	185	190	200	200	205	230	240	250	270	280	290	310	±2
320	325	338	354	359	371	410	432	454	490	510	536	564	−0+5
46	48	50	52	54	57	62	67	72	77	82	87	92	±1.0
6.1	6.3	7.7	8.4	10.4	11.0	13.2	16.4	19.2	23.4	29.1	35.3	39.0	
44	46	48	50	52	55	60	65	70	75	80	85	90	±0.5
130	138	140	140	159	159	176	184	200	214	237	246	264	±3
84	87	93	94	106	106	109	121	129	136	150	164	168	
42	45	48	48	52	52	60	64	68	72	80	85	90	8g
65	70	75	75	80	80	90	95	100	105	115	120	130	
15	20	20	20	20	20	20	25	25	25	25	25	25	
1.9	2.3	2.6	2.7	3.4	3.6	4.8	6.0	7.5	8.8	11.3	13.9	16.7	
78	85	92	92	98	98	105	110	120	125	135	140	145	
45	48	52	52	56	56	62	66	74	78	82	86	91	
7	7	8	8	8	8	9	9	10	10	10	12	12	
0.175	0.212	0.284	0.284	0.319	0.319	0.398	0.430	0.550	0.588	0.709	0.903	0.943	
42	45	48	48	52	52	60	64	68	72	80	85	90	7H
34	36	38	38	42	42	48	51	54	58	64	68	72	
65	70	75	75	80	80	90	95	100	105	115	120	130	1種
0.66	0.81	0.99	0.99	1.22	1.22	1.71	2.00	2.30	2.70	3.48	3.91	4.99	
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	7H
80	85	90	90	95	95	105	110	115	120	130	135	145	
1.49	1.79	2.11	2.11	2.48	2.48	3.32	3.79	4.31	4.84	6.19	6.87	8.55	
90	100	100	110	110	110	120	130	140	150	160	160	170	径の±1.5%
370	380	400	400	410	410	430	430	440	450	460	470	480	±3
25	25	25	25	25	25	30	30	30	30	30	30	30	±1
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	7H
70	70	80	80	80	80	90	90	90	95	100	105	110	−0+10
56	60	64	64	68	68	76	80	85	90	95	100	105	+0−規定せず
11.7	15.4	15.1	20.2	19.5	19.5	23.6	28.6	34.6	41.1	48.3	46.7	54.6	
150	150	150	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	

表-2　タイロッドおよび付属品の標準寸法例（普通鋼SS400）



降伏点または耐力：
235N/mm^{2}以上（ϕ 40mm以下）
215N/mm^{2}以上（ϕ 40mm超～100mm以下）
引張り強さ：400～510N/mm^{2}以上
伸び：20%以上（ϕ 25mm以下）、22%以上（ϕ 25mm超）（アプセット方式）

区分	ロッド本体及び付属品の形状	区分明細	単位	記号						
①タイロッド本体		棒径	mm	d_T	25	28	32	36	38	42
		断面積	cm^2	A	4.91	6.16	8.04	10.18	11.34	13.85
		単位質量	kg/m		3.85	4.83	6.31	7.99	8.90	10.9
		ネジ部呼び径		ST	30×3.5	33×3.5	39×4	45×4.5	48×5	52×5
		ネジ切り長さ	mm	ℓ_T	130	140	150	170	170	200
		ネジ部500mm質量	kg		2.0	2.7	3.4	4.4	5.0	6.2
		リング部横幅	mm	2R	68	74	84	92	98	106
		ピン孔径	mm	d_H	27	30	34	38	40	44
		リング部厚さ	mm	t_T	18	20	23	27	27	30
		中心から先端迄の距離	mm	L_T	42	46	52	56.5	60	65
	材質：SS400	リング部A+500mm質量	kg		2.3	3.1	4.3	5.1	5.7	7.0
リングジョイント ②プレート		幅	mm	2R	68	74	84	92	98	106
		厚さ	mm	t_P	12	16	16	16	19	19
		孔ピッチ	mm	D	130	135	150	160	160	170
		全長	mm	L_P	214	227	254	272	280	300
		ピン孔径	mm	d_H	27	30	34	38	40	44
	材質：SS400	質量	kg		1.2	1.8	2.3	2.7	3.4	4.0
③ピン		胴径	mm	ϕ	25	28	32	36	38	42
		全長	mm	L_L	84	95	95	107	107	120
		胴長	mm	e	46	54	59	63	69	72
		ネジの呼び径		S_P	24	27	30	36	36	42
		頭部二面幅	mm	B_P	36	41	46	55	55	65
		頭部の厚さ	mm	t_H	15	15	15	15	15	15
	材質：SS400	質量	kg		0.42	0.58	0.75	1.1	1.2	1.6
④座金		外径	mm	D_W	44	50	56	66	66	78
		孔径	mm	d_H	26	30	33	39	39	45
		厚さ	mm	t_W	4.5	4.5	4.5	6	6	7
	材質：SS400	質量	kg		0.035	0.044	0.057	0.105	0.105	0.175
⑤ナット		ネジの呼び径		S_P	24	27	30	36	36	42
		高さ	mm	H_N	19	22	24	29	29	34
		二面幅	mm	B_P	36	41	46	55	55	65
	材質：SS400	質量	kg		0.11	0.16	0.22	0.41	0.41	0.66
ナット		ネジの呼び径		ST	30	33	39	45	48	52
		高さ	mm	H	30	33	39	45	48	52
		二面幅	mm	B	46	50	60	70	75	80
	材質：SS400	質量	kg		0.28	0.37	0.63	1.00	1.24	1.49
⑥ターンバックル		外径	mm	d_0	55	60	65	75	80	85
		全長	mm	L_0	300	320	330	340	350	370
		孔径	mm	d	20	20	20	20	20	25
		ネジの呼び径		ST	30	33	39	45	48	52
		ネジ部の長さ	mm	ℓ_0	35	35	40	45	50	60
		内径	mm	d_1	33	36	42	48	51	56
		質量	kg		3.6	4.6	5.1	7.1	8.3	9.6
	材質：SS400	図示上の調節代	mm		120	120	120	140	140	140

寸法													寸法差
44	46	48	50	52	55	60	65	70	75	80	85	90	径の±1.8%
15.21	16.62	18.10	19.64	21.24	23.76	28.27	33.18	38.48	44.18	50.27	56.75	63.62	
11.9	13.0	14.2	15.4	16.7	18.7	22.2	26.0	30.2	34.7	39.5	44.5	49.9	
52×5	56×5.5	60×5.5	60×5.5	64×6	64×6	72×6	76×6	80×6	85×6	90×6	95×6	100×6	8g
200	200	200	240	240	240	240	240	240	240	240	240	300	−0+10
6.5	7.2	8.1	8.7	9.6	10.1	12.5	14.4	16.3	18.6	21.1	23.7	26.5	(有効ネジ)
114	117	123	127	135	139	152	160	170	182	194	202	212	−1+規定せず
46	48	50	52	54	57	62	67	72	77	82	87	92	±1.0
30	33	33	34	36	37	40	44	48	51	54	58	62	−0+4
69	70.5	74	77	77.5	84	91	98	104	111	117	124	131	−0+5
7.6	8.3	9.4	10.2	11.5	12.7	14.9	18.0	20.9	24.6	28.7	33.0	37.8	
114	117	123	127	135	140	152	160	170	182	194	202	212	−0+規定せず
19	19	19	22	22	22	25	28	32	32	36	36	40	±1.0
180	185	190	200	200	205	230	240	250	270	280	290	310	±2
320	325	338	354	359	371	410	432	454	490	510	536	564	−0+5
46	48	50	52	54	57	62	67	72	77	82	87	92	±1.0
4.6	4.8	5.2	6.6	7.2	7.5	10.3	12.7	16.2	18.7	23.3	25.5	31.2	
44	46	48	50	52	55	60	65	70	75	80	85	90	±0.5
120	126	130	130	147	147	162	170	192	198	220	222	238	±3
72	75	75	78	86	86	95	105	113	120	132	136	148	
42	45	48	48	52	52	60	64	68	72	80	85	90	8g
65	70	75	75	80	80	90	95	100	105	115	120	130	
15	20	20	20	20	20	20	25	25	25	25	25	25	
1.7	2.2	2.5	2.6	3.2	3.4	4.5	5.7	7.0	8.2	10.6	12.9	15.3	
78	85	92	92	98	98	105	110	120	125	135	140	145	
45	48	52	52	56	56	62	66	74	78	82	86	91	
7	7	8	8	8	8	9	9	10	10	10	12	12	
0.175	0.212	0.284	0.284	0.319	0.319	0.398	0.430	0.550	0.588	0.709	0.903	0.943	
42	45	48	48	52	52	60	64	68	72	80	85	90	7H
34	36	38	38	42	42	48	51	54	58	64	68	72	
65	70	75	75	80	80	90	95	100	105	115	120	130	1種
0.66	0.81	0.99	0.99	1.22	1.22	1.71	2.00	2.30	2.70	3.48	3.91	4.99	
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	7H
80	85	90	90	95	95	105	110	115	120	130	135	145	
1.49	1.79	2.11	2.11	2.48	2.48	3.32	3.79	4.31	4.84	6.19	6.87	8.55	
85	90	100	100	110	110	120	120	130	140	150	160	170	径の±1.8%
370	380	390	390	400	400	420	420	420	420	430	440	450	±3
25	25	25	25	25	25	30	30	30	30	30	30	30	±1
52	56	60	60	64	64	72	76	80	85	90	95	100	7H
60	60	65	65	65	65	72	76	80	90	95	100	110	−0+10
56	60	64	64	68	68	76	80	85	90	95	100	105	+0−規定せず
9.6	10.9	14.6	14.6	18.9	18.9	22.9	21.3	25.9	30.9	37.0	43.8	51.4	
150	150	150	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	

2．タイワイヤ

タイワイヤは各メーカーで製作されていますが、各メーカー毎に各部品寸法やアクセサリー部品に多少の差異があります。詳細はメーカー資料を参照して下さい。

以下にタイワイヤおよびアクセサリー部品の仕様例を示します。

〔1〕タイロープ

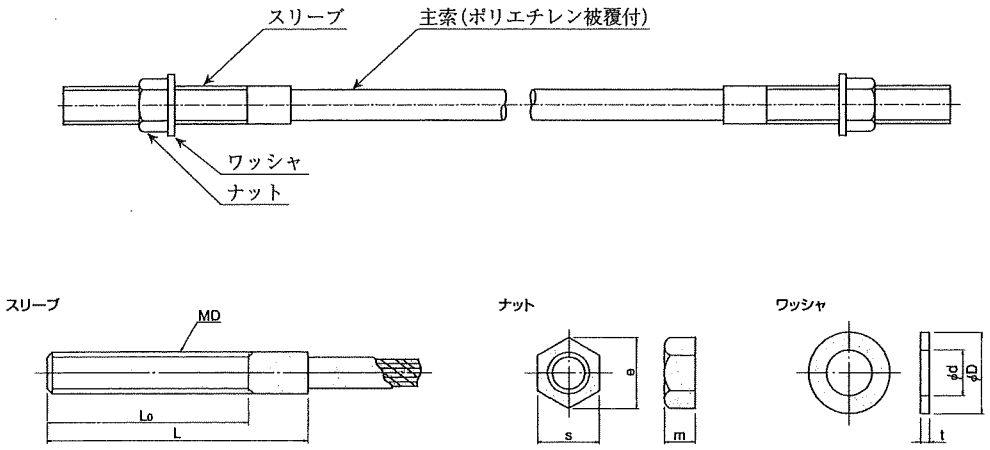
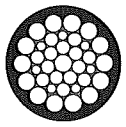
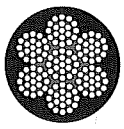


図-2　タイロープ（TR型）の形状と構成

表-3　タイロープ仕様

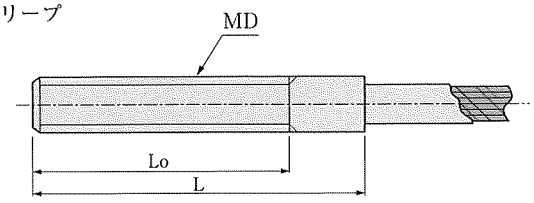
ロープ断面	呼 称	破断荷重 (kN)	標準断面積 (mm^2)	降伏荷重の特性値 Tyk※1 (kN)	許容引張荷重※2 常時 (kN)	許容引張荷重※2 異常時 (kN)	ロープ径 裸径 (mm)	ロープ径 被覆後径 (mm)	単位重量 (kg/m)
	TR-28	278	181	185	73.2	111	16	26	1.78
	TR-36	353	230	235	92.9	141	18	28	2.20
	TR-52	514	333	343	135	206	22	32	3.11
	TR-62	610	396	407	161	244	24	34	3.63
	TR-72	703	456	469	185	281	26	36	4.14
	TR-83	814	528	543	214	326	28	38	4.75
	TR-91	891	591	594	234	356	30	40	5.28
	TR-104	1,020	681	680	268	408	32	42	6.05
	TR-117	1,150	764	767	303	460	34	44	6.74
	TR-130	1,270	844	847	334	508	36	46	7.42
	TR-144	1,410	896	940	371	564	42	52	7.99
	TR-156	1,530	974	1,020	403	612	44	54	8.66
	TR-180	1,770	1,130	1,180	466	708	48	58	9.95
	TR-202	1,980	1,260	1,320	521	792	50	60	11.1
	TR-221	2,170	1,380	1,447	571	868	52	68	12.7
	TR-255	2,500	1,580	1,667	658	1,000	56	72	14.5
	TR-274	2,690	1,690	1,793	708	1,076	58	74	15.5
	TR-320	3,140	1,990	2,093	826	1,256	62	78	17.9
	TR-350	3,430	2,100	2,287	903	1,372	64	80	18.9
	TR-401	3,932	2,440	2,621	1,035	1,573	68	84	21.5
	TR-450	4,413	2,730	2,942	1,161	1,765	72	92	24.5
	TR-525	5,148	3,250	3,432	1,355	2,059	78	98	29.0

注）※1：2007年度の法改定による。降伏荷重の特性値：破断荷重の2/3
※2：従来設計法による。常時の安全率：3.8　異常時の安全率：2.5

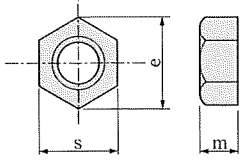
表-4　端末金具寸法

呼 称	スリーブ L (mm)	スリーブ L_0 (mm)	スリーブ MD (mm)	スリーブ 重量 (kg/個)	ナット s (mm)	ナット e (mm)	ナット m (mm)	ナット 重量 (kg/個)	ワッシャ d (mm)	ワッシャ D (mm)	ワッシャ t (mm)	ワッシャ 重量 (kg/個)
TR-28	250	200	33	1.1	50	57.7	26	0.26	36	60	6	0.09
TR-36	270	210	36	1.4	55	63.5	29	0.32	39	66	6	0.11
TR-52	330	250	45	3.0	70	80.8	36	0.63	48	85	7	0.21
TR-62	360	250	48	3.6	75	86.5	38	0.99	52	92	8	0.28
TR-72	390	250	52	4.7	80	92.4	42	1.2	56	98	8	0.32
TR-83	430	270	56	6.1	85	98.1	45	1.4	62	105	9	0.40
TR-91	460	290	60	7.6	90	104	48	1.8	66	110	9	0.43
TR-104	500	310	64	9.3	95	110	51	2.0	70	115	9	0.46
TR-117	530	340	68	11.1	100	115	54	2.0	74	120	10	0.55
TR-130	570	350	68	11.5	100	115	54	2.3	74	120	10	0.55
TR-144	580	400	76	15.2	110	127	61	3.1	82	135	10	0.71
TR-156	590	430	80	17.9	115	133	64	3.5	86	140	12	0.90
TR-180	600	460	85	20.6	120	139	68	3.9	91	145	12	0.94
TR-202	610	480	85	20.9	120	139	68	3.9	91	145	12	0.94
TR-221	620	500	90	22.3	130	150	72	5.0	96	160	12	1.2
TR-255	680	500	100	31.3	145	167	80	6.9	107	175	14	1.6
TR-274	700	500	100	32.3	145	167	80	6.9	107	175	14	1.6
TR-320	750	500	105	38.4	150	173	84	7.6	112	180	14	1.7
TR-350	800	500	110	44.0	155	179	88	8.3	117	185	14	1.8
TR-401	950	700	120	53.2	170	196	96	10.9	127	210	16	2.8
TR-450	1,100	700	125	66.5	180	208	100	13.0	132	220	16	3.1
TR-525	1,200	700	135	85.2	190	219	108	15.1	142	235	16	3.5

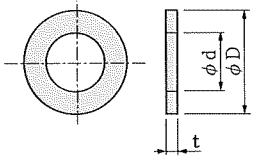
スリーブ



ナット



ワッシャ



〔2〕タイブル

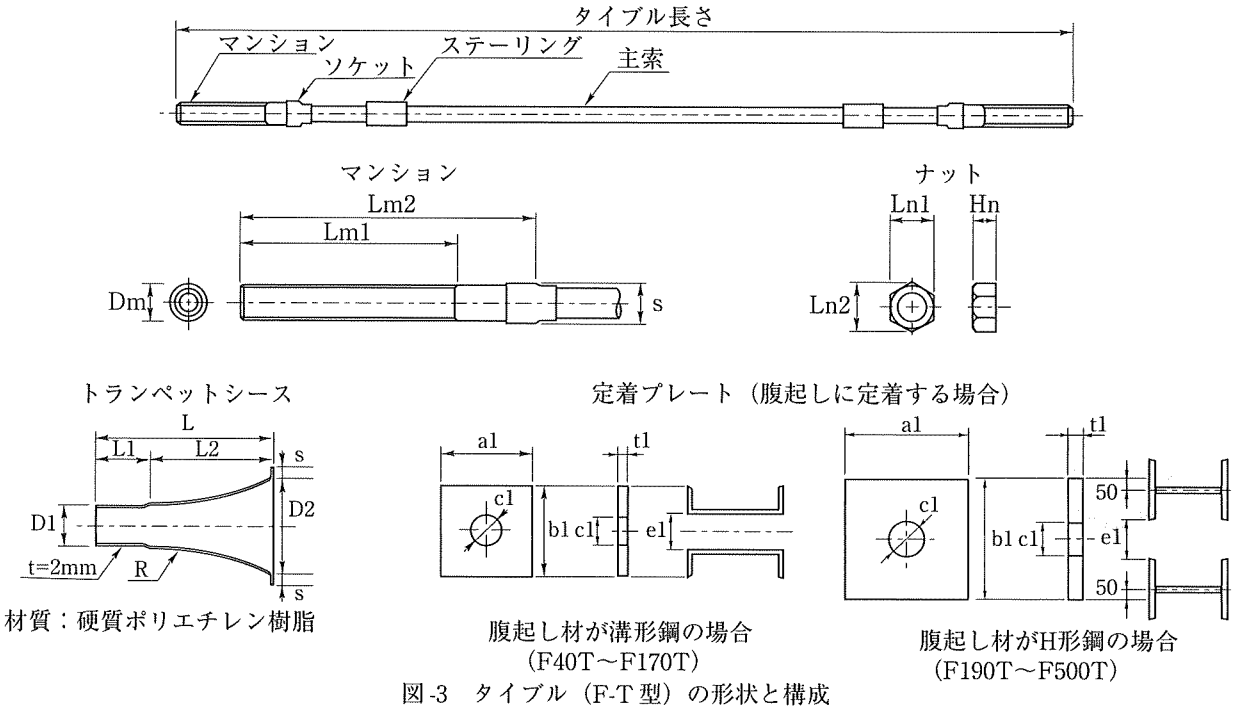
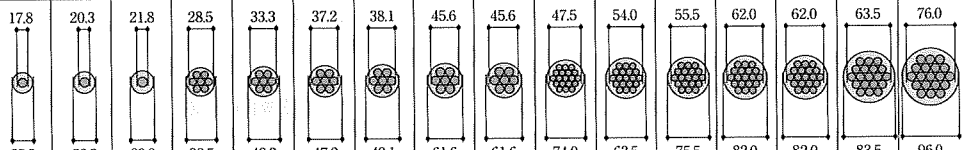


図-3　タイブル（F-T型）の形状と構成

表-5　タイプル仕様

項目＼呼名		F40T	F50T	F60T	F70T	F100T	F110T	F130T	F170T	注) F190T	F200T	F230T	F270T	F310T	注) F330T	F360T	注) F500T
構成		1 × Φ 17.8	1 × Φ 20.3	1 × Φ 21.8	7 × Φ 9.5	7 × Φ 11.1	7 × Φ 12.4	7 × Φ 12.7	7 × Φ 15.2	7 × Φ 15.2	19 × Φ 9.5	19 × Φ 10.8	19 × Φ 11.1	19 × Φ 12.4	19 × Φ 12.4	19 × Φ 12.7	19 × Φ 15.2
記号		SWPR 19L	SWPR 19L	SWPR 19L	SWPR 7BL	SWPR 7BL	SWPR 7AL	SWPR 7BL	SWPR 7AL	SWPR 7BL	SWPR 7BL	SWPR 7AL	SWPR 7BL	SWPR 7AL	SWPR 7BL	SWPR 7BL	SWPR 7BL
断面積(mm ^{2})		208.4	270.9	312.9	383.9	519.3	650.3	691.0	970.9	970.9	1042.0	1323.9	1409.6	1765.1	1765.1	1875.5	2635.3
単位質量 (kgf/m)	PC 鋼より線	1.65	2.15	2.48	3.04	4.09	5.13	5.45	7.75	7.75	8.77	11.10	11.78	14.80	14.80	15.70	20.96
	鋼材 + 被覆	1.95	2.49	2.84	3.65	4.92	6.11	6.54	9.82	9.82	10.47	13.47	14.10	17.55	17.55	18.53	24.46
引張荷重 Tus (kN)		387	495	573	714	966	1120	1281	1680	1827	1938	2280	2622	3040	3287	3477	4761
降伏点荷重 Tys(kN)		330	422	495	608	826	952	1092	1428	1554	1649	1938	2242	2584	2793	2964	4178
断面図 (mm)																	

注) F190T、F330T、F500Tにつきましては、特別注文品となるため、ご注文いただいてから納入までに、相当の期間を要する場合があります。事前にご相談ください。

表-6　部品寸法

(mm)

項目＼呼名		F40T	F50T	F60T	F70T	F100T	F110T	F130T	F170T	注) F190T	F200T	F230T	F270T	F310T	注) F330T	F360T	注) F500T
マンション	Dm	42	48	50	55.4	62	68	68	78	78	82	90	94	103	103	110	140
	Lm1	280	295	300	320	390	440	490	500	500	500	500	500	500	500	500	500
	Lm2	370	385	390	410	485	530	580	675	675	675	710	730	765	765	785	1250
	S	57	61	63	68.4	75	81	81	91	91	97	105	109	118	118	125	144
	質量(kgf)	3.4	3.9	5.0	6.3	8.9	11.5	12.2	18.8	18.8	20.0	24.7	28.2	35.5	35.5	42.7	106.5
ナット	Ln1	63	75	75	82	93	97	97	115	115	120	130	135	150	150	155	195
	Ln2	72.7	86.6	86.6	94.7	107.4	112.0	112.0	132.8	132.8	138.6	150.1	155.9	173.2	173.2	179.0	225.2
	Hn	34	45	45	45	60	60	60	63	63	66	69	75	80	80	92	112
	質量(kgf)	0.6	1.1	1.1	1.2	1.9	2.0	2.0	3.0	3.0	3.5	4.7	5.2	7.3	7.3	8.0	15.8
トランペットシース	D1	27	37	37	40	45	50	50	65	65	65	77	77	90	90	90	90
	D2	150	150	150	150	150	150	150	180	180	180	180	180	185	185	185	185
	S	15	15	15	15	15	15	15	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	R	510	510	510	510	510	510	510	560	560	560	560	560	560	560	560	560
	L1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	L2	200	200	200	200	200	200	200	220	220	220	220	220	230	230	230	230
	L	300	300	300	300	300	300	300	320	320	320	320	320	330	330	330	330
定着プレート・腰起し材に定着する場合の参考寸法	a1	270	270	270	280	310	310	310	320	520	530	530	590	600	600	600	680
	b1	270	270	270	280	310	310	310	320	520	530	530	590	600	600	600	680
	c1	52	58	60	65	71	78	78	88	88	94	100	105	113	113	120	150
	e1	90	90	90	100	110	110	110	120	120	130	130	140	150	150	150	180
	t1	19	19	19	19	19	19	22	25	28	28	28	32	36	36	36	40

●製品改良のため、予告なく規格・寸法等を変更する場合がありますので、あらかじめ了承ください。
＊定着プレートは、現場状況に合わせ寸法を確認する必要があります。
＊腰起し材の選定は、仮定の設計荷重における参考例です。設計荷重に応じて都度選定してください。

注) F190T、F330T、F500T につきましては、特別注文品となるため、ご注文いただいてから納入までに、相当の期間を要する場合があります。事前にご相談ください。

〔3〕タイケーブル

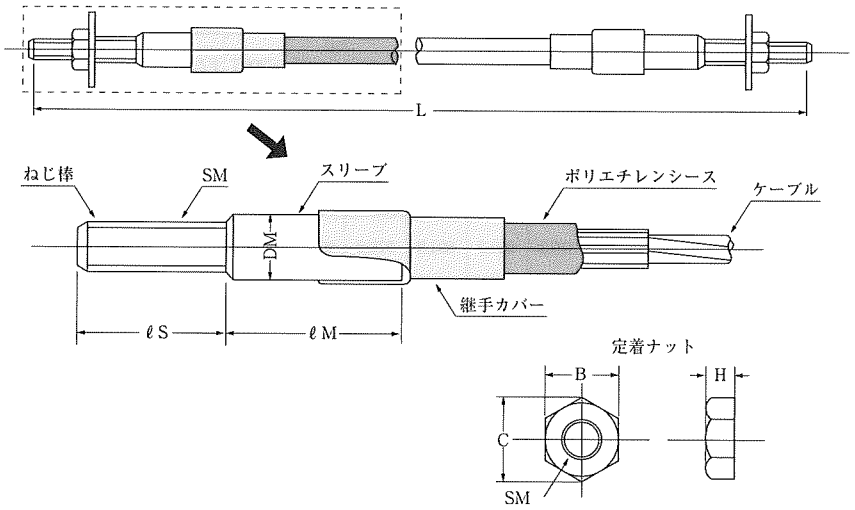


図-4　タイケーブルの形状と構成

表-7　タイケーブルの機械的性質

	TC38	TC56	TC76	TC90	TC114	TC135	TC152	TC190	TC225	TC280
引張荷重 (kN)	373	551	745	883	1,120	1,320	1,490	1.860	2,210	2,750
降伏荷重 (kN)	330	495	659	775	989	1,160	1,320	1,650	1,940	2,480
許容引張荷重 (常時 kN)	98	144	196	231	294	348	392	490	581	722
許容引張荷重 (地震時 kN)	149	220	298	353	447	530	596	745	883	1,098

表-8　タイケーブルの寸法

符号	項　目	記号	単位	TC38	TC56	TC76	TC90	TC114	TC135	TC152	TC190	TC225	TC280
①ケーブル	ケーブルの構造	径×本数		17.8 × 1	21.8 × 1	17.8 × 2	19.3 × 2	17.8 × 3	19.3 × 3	17.8 × 4	17.8 × 5	19.3 × 5	21.8 × 5
	断面積	A	mm^2	208	313	417	487	625	731	834	1,042	1,218	1,565
	単位質量	kg/m		1.76	2.63	3.52	4.12	5.28	6.18	7.04	8.80	10.30	13.15
②ねじ棒	ねじの呼び径	SM	mm	M36	M42	M45	M52	M55	M60	M64	M68	M76	M85
	ねじ部の長さ	ℓS	mm	280	320	320	390	390	500	500	500	500	500
	質量	kg		1.93	3.06	3.66	5.87	6.60	10.16	11.62	13.19	16.61	20.93
③スリーブ	外径	DM	mm	53	60	70	74	82	87	94	102	110	125
	長さ	ℓM	mm	200	245	210	230	220	250	230	235	290	325
	質量	kg		0.68	1.32	1.32	1.75	1.98	2.80	2.75	3.49	5.52	9.94
④ポリエチレンシース	内径	d	mm	28	28	52	52	52	66	66	66	78	78
	外径	D	mm	34	34	60	60	60	76	76	76	89	89
	質量	kg		0.27	0.27	0.65	0.65	0.65	1.04	1.04	1.04	1.34	1.34
⑤定着ナット	ねじの呼び径	SM	mm	M36	M42	M45	M52	M55	M60	M64	M68	M76	M85
	対辺	B	mm	55	65	70	80	85	90	95	100	110	120
	対角	C	mm	63.5	75	80.8	92.4	98.1	104	110	115	127	139
	高さ	H	mm	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90
	質量	kg		0.55	0.86	1.09	1.56	1.90	2.26	2.66	3.12	3.92	5.11

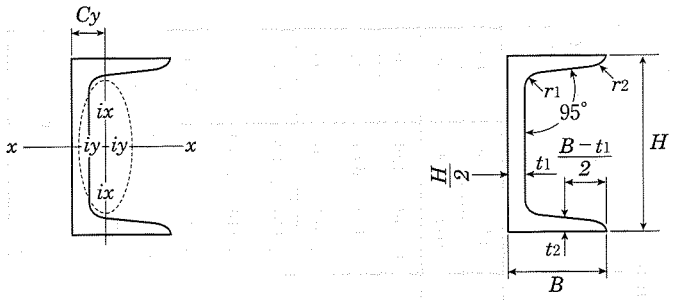
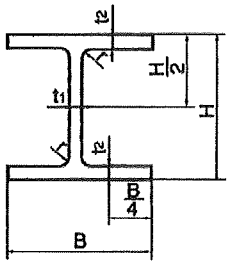


表-13.5.1　溝形鋼断面性能

腐食代							0mm							1mm				2mm			
標準断面寸法 mm					断面積 m^2	単位質量 kg/m	重心の位置 mm	断面二次半径 mm		断面二次モーメント m^4		断面係数 m^3		断面二次モーメント m^4		断面係数 m^3		断面二次モーメント m^4		断面係数 m^3	
H×B	t_1	t_2	r_1	r_2			C_y	i_x	i_y	I_x	I_y	Z_x	Z_y	I_x	I_y	Z_x	Z_y	I_x	I_y	Z_x	Z_y
75 × 40	5	7	8	4	8.818×10^{-4}	6.92	12.8	29.2	11.7	7.53×10^{-7}	1.22×10^{-7}	2.01×10^{-5}	4.47×10^{-6}	5.26×10^{-7}	7.52×10^{-8}	1.44×10^{-5}	2.86×10^{-6}	3.12×10^{-7}	3.51×10^{-8}	8.78×10^{-6}	1.40×10^{-6}
100 × 50	5	7.5	8	4	1.192×10^{-3}	9.36	15.4	39.7	14.8	1.88×10^{-6}	2.60×10^{-7}	3.76×10^{-5}	7.52×10^{-6}	1.34×10^{-6}	1.66×10^{-7}	2.74×10^{-5}	4.95×10^{-6}	8.28×10^{-7}	8.08×10^{-8}	1.73×10^{-5}	2.54×10^{-6}
125 × 65	6	8	8	4	1.711×10^{-3}	13.4	19.0	49.8	19.0	4.24×10^{-6}	6.18×10^{-7}	6.78×10^{-5}	1.34×10^{-5}	3.13×10^{-6}	4.13×10^{-7}	5.08×10^{-5}	9.14×10^{-6}	2.05×10^{-6}	2.25×10^{-7}	3.39×10^{-5}	5.08×10^{-6}
150 × 75	6.5	10	10	5	2.371×10^{-3}	18.6	22.8	60.3	22.2	8.61×10^{-6}	1.17×10^{-6}	1.15×10^{-4}	2.24×10^{-5}	6.75×10^{-6}	8.44×10^{-7}	9.12×10^{-5}	1.65×10^{-5}	4.93×10^{-6}	5.41×10^{-7}	6.76×10^{-5}	1.09×10^{-5}
150 × 75	9	12.5	15	7.5	3.059×10^{-3}	24.0	23.1	58.6	21.9	1.05×10^{-5}	1.47×10^{-6}	1.40×10^{-4}	2.83×10^{-5}	8.71×10^{-6}	1.14×10^{-6}	1.18×10^{-4}	2.25×10^{-5}	6.97×10^{-6}	8.47×10^{-7}	9.55×10^{-5}	1.69×10^{-5}
180 × 75	7	10.5	11	5.5	2.720×10^{-3}	21.4	21.3	71.2	21.9	1.38×10^{-5}	1.31×10^{-6}	1.53×10^{-4}	2.43×10^{-5}	1.09×10^{-5}	9.60×10^{-7}	1.23×10^{-4}	1.83×10^{-5}	8.15×10^{-6}	6.39×10^{-7}	9.26×10^{-5}	1.25×10^{-5}
200 × 80	7.5	11	12	6	3.133×10^{-3}	24.6	22.1	78.8	23.2	1.95×10^{-5}	1.68×10^{-6}	1.95×10^{-4}	2.91×10^{-5}	1.56×10^{-5}	1.26×10^{-6}	1.58×10^{-4}	2.22×10^{-5}	1.19×10^{-5}	8.67×10^{-7}	1.21×10^{-4}	1.57×10^{-5}
200 × 90	8	13.5	14	7	3.865×10^{-3}	30.3	27.4	80.2	26.8	2.49×10^{-5}	2.77×10^{-6}	2.49×10^{-4}	4.42×10^{-5}	2.08×10^{-5}	2.17×10^{-6}	2.10×10^{-4}	3.55×10^{-5}	1.68×10^{-5}	1.61×10^{-6}	1.71×10^{-4}	2.70×10^{-5}
250 × 90	9	13	14	7	4.407×10^{-3}	34.6	24.0	97.4	25.8	4.18×10^{-5}	2.94×10^{-6}	3.34×10^{-4}	4.45×10^{-5}	3.48×10^{-5}	2.31×10^{-6}	2.80×10^{-4}	3.56×10^{-5}	2.79×10^{-5}	1.72×10^{-6}	2.27×10^{-4}	2.71×10^{-5}
250 × 90	11	14.5	17	8.5	5.117×10^{-3}	40.2	24.0	95.6	25.4	4.68×10^{-5}	3.29×10^{-6}	3.74×10^{-4}	4.99×10^{-5}	3.99×10^{-5}	2.67×10^{-6}	3.22×10^{-4}	4.11×10^{-5}	3.32×10^{-5}	2.09×10^{-6}	2.70×10^{-4}	3.27×10^{-5}
300 × 90	9	13	14	7	4.857×10^{-3}	38.1	22.2	115.0	25.2	6.44×10^{-5}	3.09×10^{-6}	4.29×10^{-4}	4.57×10^{-5}	5.34×10^{-5}	2.44×10^{-6}	3.59×10^{-4}	3.66×10^{-5}	4.27×10^{-5}	1.81×10^{-6}	2.88×10^{-4}	2.79×10^{-5}
300 × 90	10	15.5	19	9.5	5.574×10^{-3}	43.8	23.4	115.0	25.4	7.41×10^{-5}	3.60×10^{-6}	4.94×10^{-4}	5.41×10^{-5}	6.34×10^{-5}	2.94×10^{-6}	4.25×10^{-4}	4.49×10^{-5}	5.28×10^{-5}	2.31×10^{-6}	3.57×10^{-4}	3.61×10^{-5}
300 × 90	12	16	19	9.5	6.190×10^{-3}	48.6	22.8	113.0	24.8	7.87×10^{-5}	3.79×10^{-6}	5.25×10^{-4}	5.64×10^{-5}	6.81×10^{-5}	3.13×10^{-6}	4.57×10^{-4}	4.74×10^{-5}	5.76×10^{-5}	2.52×10^{-6}	3.89×10^{-4}	3.87×10^{-5}
380 × 100	10.5	16	18	9	6.939×10^{-3}	54.5	24.1	145.0	27.8	1.45×10^{-4}	5.35×10^{-6}	7.63×10^{-4}	7.05×10^{-5}	1.24×10^{-4}	4.40×10^{-6}	6.58×10^{-4}	5.90×10^{-5}	1.04×10^{-4}	3.50×10^{-6}	5.54×10^{-4}	4.79×10^{-5}
380 × 100	13	16.5	18	9	7.896×10^{-3}	62.0	23.3	141.0	26.7	1.56×10^{-4}	5.65×10^{-6}	8.23×10^{-4}	7.36×10^{-5}	1.36×10^{-4}	4.72×10^{-6}	7.20×10^{-4}	6.23×10^{-5}	1.16×10^{-4}	3.84×10^{-6}	6.16×10^{-4}	5.14×10^{-5}
380 × 100	13	20	24	12	8.571×10^{-3}	67.3	25.4	143.0	27.6	1.76×10^{-4}	6.55×10^{-6}	9.26×10^{-4}	8.78×10^{-5}	1.56×10^{-4}	5.59×10^{-6}	8.24×10^{-4}	7.62×10^{-5}	1.36×10^{-4}	4.68×10^{-6}	7.24×10^{-4}	6.50×10^{-5}

資料６　Ｈ形鋼杭

Ｈ形鋼杭の寸法、断面積及び質量を、表-1 に示します。



断面二次モーメント　$I = Ai^2$

断面二次半径　$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

断面係数　$Z = \frac{I}{e}$

ここに，A：断面積

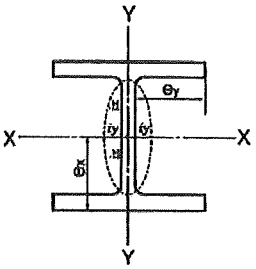


表-1　Ｈ形鋼杭の寸法、断面積および質量

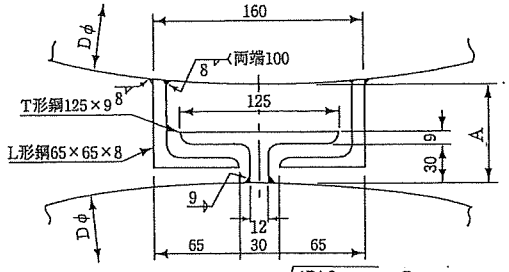
断面寸法　mm					断面積 A cm²	単位質量 W kg/m	腐食しろ　0mm						
							断面二次モーメント I cm⁴		断面二次半径 i cm		断面係数 Z cm³		表面積 m²/m
呼称寸法	H×B	t_1	t_2	r			I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y	
200×200	200×200	8	12	13	63.53	49.9	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160	1.16
250×250	250×250	9	14	13	91.43	71.8	10,700	3,650	10.8	6.32	860	292	1.46
300×300	300×300	10	15	13	118.5	93.0	20,200	6,750	13.1	7.55	1,350	450	1.76
350×350	344×348	10	16	13	144.0	113	32,800	11,200	15.1	8.84	1,910	646	2.04
	350×350	12	19	13	171.9	135	39,800	13,600	15.2	8.89	2,280	776	2.05
400×400	400×400	13	21	22	218.7	172	66,600	22,400	17.5	10.1	3,330	1,120	2.34
	400×408	21	21	22	250.7	197	70,900	23,800	16.8	9.75	3,540	1,170	2.35
	414×405	18	28	22	295.4	232	92,800	31,000	17.7	10.2	4,480	1,530	2.37
	428×407	20	35	22	360.7	283	119,000	39,400	18.2	10.4	5,570	1,930	2.41
	458×417	30	50	22	528.6	415	187,000	60,500	18.8	10.7	8,170	2,900	2.49
	498×432	45	70	22	770.1	605	298,000	94,400	19.7	11.1	12,000	4,370	2.60
500×500	500×500	25	25	26	368.3	289	163,000	52,200	21.0	11.9	6,520	2,090	2.91

腐食しろ　1mm							腐食しろ　2mm						
断面二次モーメント I cm⁴		断面二次半径 i cm		断面係数 Z cm³		表面積 m²/m	断面二次モーメント I cm⁴		断面二次半径 i cm		断面係数 Z cm³		表面積 m²/m
I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y		I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y	
3,910	1,290	8.67	4.99	395	131	1.15	3,110	1,000	8.77	4.98	318	103	1.14
9,150	3,050	10.9	6.30	738	246	1.45	7,570	2,480	11.0	6.31	615	202	1.44
17,400	5,740	13.1	7.54	1,170	385	1.75	14,600	4,760	13.2	7.55	987	321	1.74
28,500	9,670	15.2	8.84	1,670	559	2.03	24,300	8,140	15.3	8.87	1,430	473	2.02
35,400	11,900	15.3	8.88	2,040	686	2.04	31,000	10,400	15.4	8.89	1,790	599	2.03
60,000	20,000	17.5	10.1	3,020	1,000	2.33	53,500	17,600	17.6	10.1	2,700	889	2.32
64,200	21,200	16.8	9.66	3,230	1,050	2.34	57,600	18,700	16.8	9.58	2,910	926	2.33
85,800	28,400	17.8	10.2	4,160	1,410	2.36	78,800	25,800	17.8	10.2	3,850	1,290	2.35
112,000	36,600	18.2	10.4	5,250	1,810	2.40	105,000	33,800	18.3	10.4	4,930	1,680	2.39
179,000	57,300	18.8	10.7	7,840	2,760	2.48	171,000	54,100	18.9	10.6	7,520	2,620	2.47
288,000	90,400	19.7	11.0	11,600	4,200	2.59	279,000	86,500	19.7	11.0	11,300	4,040	2.58
150,000	47,400	21.0	11.8	6,030	1,900	2.90	137,000	42,800	21.0	11.7	5,530	1,720	2.89

資料７　鋼管矢板

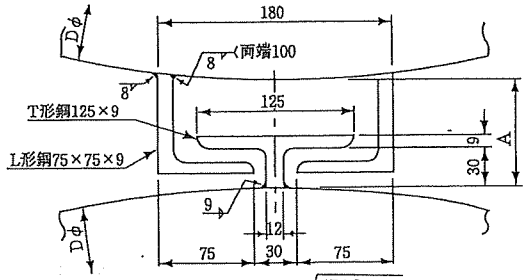
〔1〕　鋼管矢板の継手形状

L-T型　(L65型)



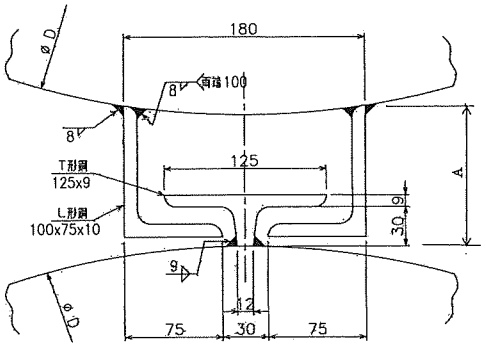
継手有効間隔　$A = 76 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 80^2} - \frac{D}{2}$

L-T型　(L75型)



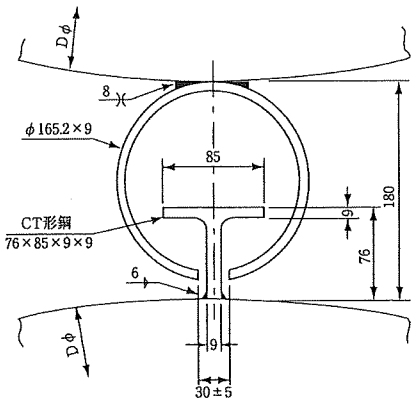
継手有効間隔　$A = 85.5 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} - \frac{D}{2}$

L-T型　(L100型)



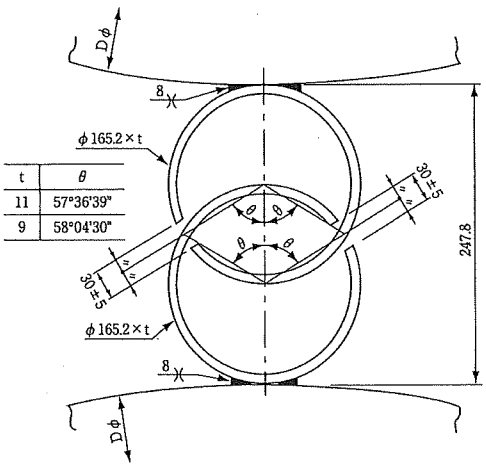
継手有効間隔　$A = 110 + \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - 90^2} - \frac{D}{2}$

P-T型（パイプT型）



継手有効間隔　180mm

P-P型（パイプ型）



継手有効間隔　247.8mm

〔2〕鋼管矢板の断面性能算定式

鋼管矢板の断面性能表の計算は下記によります。

断面２次モーメント、断面係数は継手による増加は小さいものとし、無視します。

D ；鋼管の外径（cm）

I_0；鋼管本体の１本当りの断面２次モーメント（cm^4）

Z_0；鋼管本体の１本当りの断面係数（cm^3）

B ；継手間隔（cm）

断面2次モーメント $I = I_0 \times \dfrac{100}{D+B} (cm^4/m)$

断面係数 $Z = Z_0 \times \dfrac{100}{D+B} (cm^3/m)$

なお、均等に腐食した場合の鋼管本体の断面性能は以下の式により計算します。

断　面　積　$A = \dfrac{\pi}{4}\left\{(D-2S)^2 - (D-2T)^2\right\}$

断面２次モーメント　$I = \dfrac{\pi}{64}\left\{(D-2S)^4 - (D-2T)^4\right\}$

断　面　係　数　$Z = \dfrac{\pi}{32}\dfrac{(D-2S)^4 - (D-2T)^4}{D-2S}$

T：肉厚　(cm)

S：腐食代（cm）

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　鋼矢板技術委員会

委員長　岡　由剛　；JFEスチール㈱　建材開発部
委　員　恩田 邦彦　；JFEスチール㈱　スチール研究所 土木・建築研究部
委　員　永尾 直也　；新日鐵住金㈱　建材開発技術部
委　員　田中 隆太　；新日鐵住金㈱　建材開発技術部
委　員　戸田 和秀　；新日鐵住金㈱　建材開発技術部
委　員　楠本　操　；(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会
旧委員　西山 輝樹　；新日鉄住金㈱　新潟支店

会員会社

新日鐵住金株式会社　**Tel03－6867－4111（代表）**
〒100-8071　東京都千代田区丸の内2丁目6番1号（丸の内パークビルティング）

JFEスチール株式会社　**Tel03－3597－3111（代表）**
〒100-0011　東京都千代田区内幸町2丁目2番3号（日比谷国際ビル）

鋼矢板　設計から施工まで　　非売品

1984.7.　初版
1986.8.　改訂1版
1987.8.　改訂2版
1988.8.　改訂3版
1989.12.　改訂4版
1991.7.　改訂新版
1993.5.　改訂1版
1993.6.　改訂2版
1995.5.　改訂2版増刷
1998.5.　改訂新版
2000.3.　改訂新版
2007.4.　改訂新版
2014.10.　改訂新版

一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会　鋼矢板技術委員会
〒103-0025　東京都中央区日本橋茅場町3-2-10
鉄鋼会館6階
Tel.　03－3669－2437
Fax.　03－3669－1685