

발 간 등 록 번 호

11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준·해설

(상 권)

2014

설계기준·해설 개정에 따른 경과조치

본 「항만 및 어항 설계기준·해설」 개정 관보공고일 이전에 이미 시행중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

머 리 말



바다는 ‘삶의 현장’이며 힐링(healing)의 공간이기도 하고 미래 세대에게는 ‘희망의 보고’입니다. 21세기 들어서 바다의 중요성과 가치가 더욱 높아지고 있으며 세계 각국은 해양의 중요성을 재 인식하고 바다에서 새로운 가치창출을 위해 모든 역량을 집중하고 있습니다.

새로 출범한 해양수산부는 “바다를 통한 국민의 꿈과 행복 실현”이라는 비전 아래 글로벌 해양영토 확장, 전통 해양수산업의 미래 산업화, 해양과학기술 기반의 新성장 동력 창출, 국민 힐링 해양공간 조성, 해양수산 분야 일자리 창출과 국민의 복지증진 등의 핵심과제를 추진해 나가고 있습니다.

또한, 항만을 물류, 인류, 미래가 공존하는 고부가가치의 공간이자 국가경제발전의 전략 거점으로 집중 육성하고, 기후변화에도 안전한 항만으로 만들어 가겠습니다. 특히 항만 산업을 신 성장 동력원으로 육성하여 동북아 중심항만으로서의 위상 정립은 물론 5대양 6대주로 뻗어가는 해양경제영토 확장의 전진기지로 구축하겠습니다.

이러한 중요한 시기에 『항만 및 어항 설계기준·해설』을 개정하게 된 것을 모든 항만 및 어항건설인과 더불어 매우 뜻 깊게 생각합니다. 금번 개정된 『항만 및 어항 설계기준·해설』에서는 ‘05년 개정 이후 변화된 항만건설여건을 반영하고 지구 온난화 등 기후변화에도 선제적으로 대비할 수 있도록 전면 개정하였으며, 특히 해외 건설시대를 맞아 우리 기술진의 해외 진출에 도움을 줄 수 있도록 국제설계기술과의 연계성도 대폭 높였습니다.

이 설계기준을 통해 항만건설기술이 한 단계 발전하는 계기가 되고 우리나라 항만기술이 세계적으로 인정받고 기술경쟁력 있는 기회가 될 수 있기를 기원합니다.

끝으로 본 설계기준 개정에 헌신적으로 참여하여 주신 집필위원과 심의위원, 해양수산부 및 항만협회 관계자 여러분의 노고에 깊은 감사를 드립니다.

2014년 4월

해양수산부장관 이주영

목 차

항만 및 어항 설계기준 · 해설 (상권)

제 1 편 총 론 · 1

제 1 장 목적과 내용	3
1-1 목적 · 3	1-3 내용 · 4
1-2 관련법령 등 적용기준 · 3	1-4 대상항만시설 · 6
제 2 장 적용범위	8
제 3 장 항만시설의 설계·시공·유지관리	9
3-1 항만시설의 설계 · 9	3-3 항만시설의 유지관리 · 17
3-2 항만시설의 시공 · 11	3-4 환경, 안전 등 대책 · 21

제 2 편 설계조건 · 23

제 1 장 총 설	25
제 2 장 선 박	29
2-1 대상선박의 주요치수 · 29	2-2 선박에 의하여 발생하는 외력 · 38
제 3 장 바람과 풍압력	53
3-1 일 반 · 53	3-3 풍압력 · 58
3-2 바 람 · 55	
제 4 장 파 랑(波 浪)	59
4-1 파랑의 기초사항 · 59	4-6 처오름 높이, 월파 및 전달파 · 105
4-2 파랑의 발생, 전파, 감쇠 · 73	4-7 장주기파와 부진동 · 118
4-3 설계파랑의 통계분석 · 82	4-8 항내파랑 · 120
4-4 파랑의 변형 · 83	4-9 항주파 · 122
4-5 쇄 파 · 97	4-10 파력(波力) · 127
제 5 장 조 석	187
5-1 설계조위 · 187	5-5 부진동(副振動) · 227
5-2 천문조(天文潮) · 189	5-6 공사에 따른 조석의 변화 · 231
5-3 폭풍해일 · 221	5-7 지하수위와 침투 · 232
5-4 지진해일 · 224	
제 6 장 흐름 및 흐름의 힘	237
6-1 흐름의 제원 · 237	
6-2 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘 · 241	
제 7 장 하구 수리	243
7-1 일 반 · 243	7-2 하구의 매몰 · 245

제 8 장 표 사(漂 砂)	247
8-1 일 반 · 247	8-3 해빈변형 예측 · 255
8-2 구조물 주변의 세굴 · 252	
제 9 장 지 반	258
9-1 지반조건의 결정방법 · 258	9-4 사운딩(sounding) · 285
9-2 흙의 물리적 특성 · 263	9-5 흙의 동적 성질 · 301
9-3 흙의 역학적 성질 · 272	9-6 토압과 수압 · 305
제 10 장 지진 및 지진력	322
10-1 일 반 · 322	10-3 설계지진하중 · 325
10-2 항만시설의 내진등급 및 내진성능 목표 · 323	10-4 입지조건 및 지반조사 · 338
	10-5 해석 및 설계에 대한 일반규정 · 347
제 11 장 지반의 액상화	359
11-1 일 반 · 359	11-3 액상화 대책 · 371
11-2 액상화의 예측 판정 · 359	
제 12 장 상재하중	373
12-1 일 반 · 373	12-4 활하중 · 378
12-2 자중 및 재하하중 · 374	12-5 균중하중 · 385
12-3 적재하중 · 375	
제 13 장 마찰계수	386
13-1 일 반 · 386	

제 3 편 재 료 • 389

제 1 장 총 설	391
1-1 재료의 선정 · 391	1-2 부재의 안전 · 391
제 2 장 강 재	391
2-1 사용 강재 · 391	2-3 강재의 허용응력 · 395
2-2 설계계산에 쓰이는 강재의 선정 · 395	2-4 방 식 · 402
제 3 장 콘크리트	414
3-1 일반사항 · 414	3-4 콘크리트의 재료성능 · 415
3-2 강도설계법에 의한 설계 · 414	3-5 최소 피복두께 · 419
3-3 콘크리트의 구성 재료 · 415	
제 4 장 역청재료	421
4-1 일 반 · 421	4-3 포장용 재료 · 425
4-2 아스팔트 매트 · 422	4-4 샌드매스틱 · 425
제 5 장 석 재	428
5-1 일 반 · 428	5-3 뒷채움재 · 429
5-2 기초사석 · 428	
제 6 장 목 재	430
6-1 목재의 품질 · 430	6-3 목재의 접합 · 431
6-2 목재의 허용응력도 · 431	6-4 목재의 보수 · 431
제 7 장 기타 재료	432

7-1 기타 금속재료 · 432	7-2 플라스틱과 고무 · 432
7-3 도장재료 · 435	7-5 매립재료로 쓰이는 폐기물 · 439
7-4 주입재료 · 437	7-6 복합소재(複合素材) · 440
제 8 장 재생자원재료 ······ 441	
8-1 일 반 · 441	8-4 페콘크리트로 생산된 재생골재 · 445
8-2 슬래그 · 442	8-5 준설토사 · 446
8-3 석탄회 · 444	8-6 기 타 · 447

제 4 편 기 초 • 449

제 1 장 총 설 ······ 451	
제 2 장 얕은 기초 ······ 452	
2-1 사질토 지반 · 452	2-3 다층(多層) 지반의 지지력 · 457
2-2 점성토 지반 · 455	2-4 편심, 경사하중에 대한 지지력 · 458
제 3 장 깊은 기초 ······ 465	
3-1 연직지지력 · 465	3-2 수평지지력 · 469
제 4 장 말뚝기초 ······ 473	
4-1 축방향 허용지지력 · 473	4-3 말뚝의 허용인발력 · 526
4-2 말뚝의 횡방향 허용지지력추정 · 501	4-4 설계 · 532
제 5 장 기초의 침하 ······ 543	
5-1 지중응력 · 543	5-3 압밀침하 · 553
5-2 즉시침하 · 551	5-4 지반침하 · 557
제 6 장 사면의 안정 ······ 558	
6-1 일 반 · 558	6-2 안정계산법 · 559
제 7 장 지반개량공법 ······ 565	
7-1 일반 · 565	7-6 로드 콤팩션 공법 · 601
7-2 치환공법 · 567	7-7 바이브로 플로테이션 공법 · 602
7-3 연직배수 공법 · 569	7-8 약액주입공법 · 608
7-4 심층혼합처리공법 · 580	7-9 진공압밀공법 · 623
7-5 모래다짐말뚝 공법 · 591	

제 5 편 프리캐스트 콘크리트 부재 • 637

제 1 장 케이슨(caisson) ······ 639	
1-1 일 반 · 639	1-4 설계외력 · 644
1-2 제원의 결정 · 640	1-5 부재의 설계 · 656
1-3 부유시의 안정 · 642	1-6 리프팅(lifting)부의 설계 · 659
제 2 장 L형 블록 ······ 666	
2-1 일 반 · 666	2-4 부재의 설계 · 670
2-2 제원의 결정 · 667	2-5 리프팅(lifting)부의 설계 · 673
2-3 부재에 작용하는 하중 · 668	
제3장 셀룰러 블록(cellular block) ······ 674	

3-1 일 반 · 674	3-2 제원의 결정 · 675
3-3 부재에 작용하는 하중 · 676	3-5 리프팅(lifting)부의 설계 · 684
3-4 부재의 설계 · 679	
제 4 장 직립소파 케이슨(caisson) ······ 685	
4-1 일 반 · 685	4-3 부재의 설계 · 695
4-2 부재에 작용하는 외력 · 686	
제 5 장 하이브리드 케이슨(hybrid caisson) ······ 696	
5-1 일 반 · 696	5-3 설계외력 · 698
5-2 제원의 결정 · 698	5-4 부재의 설계 · 698

제 6 편 수역시설 및 준설·매립 • 701

제 1 장 수역시설(水域施設) ······ 703	
1-1 총 설 · 703	1-5 선유장(船留場) · 720
1-2 항 로 · 704	1-6 어선용 슬립 및 기타수역 · 722
1-3 박지(泊地) · 710	1-7 목재정리장 · 724
1-4 선회장(旋回場) · 718	1-8 수역시설의 유지 관리 · 724
제 2 장 준 설(浚 渫) ······ 725	
2-1 일 반 · 725	2-4 준설선 종류 및 선정 · 734
2-2 조 사 · 726	2-5 준설토 투기장 선정과 투기방법 · 740
2-3 준설토량 산정 · 731	
제 3 장 매 립 ······ 743	
3-1 일 반 · 743	3-5 부대시설 · 747
3-2 매립조건 조사 · 744	3-6 매립토사의 매립방법 · 750
3-3 매립토량 산정 · 745	3-7 매립지 사후관리 · 751
3-4 매립지 호안구조물 · 746	3-8 매립지 지반개량 · 752

제 7 편 외곽시설 • 755

제 1 장 총 설 ······ 757	
1-1 일 반 · 757	1-2 외곽시설의 유지관리 · 758
제 2 장 방파제(防波堤) ······ 758	
2-1 설계의 기본방침 · 758	2-8 구조세목 · 778
2-2 방파제의 배치 · 760	2-9 부재계산 · 783
2-3 설계조건의 결정 · 761	2-10 중력식 특수 방파제 · 784
2-4 구조형식의 선정 · 762	2-11 친수기능 방파제 · 791
2-5 기본단면의 설정 · 766	2-12 목재취급시설의 방파제 · 791
2-6 외력계산 · 771	2-13 폭풍해일 방파제 · 792
2-7 안정계산 · 773	2-14 지진해일 방파제 · 793
제 3 장 기타형식의 방파제 ······ 795	
3-1 구조형식의 선정 · 795	3-3 부유식 방파제 · 800
3-2 말뚝식 방파제 · 796	
제 4 장 갑 문(閘 門) ······ 805	

4-1 설치위치의 선정 · 805	4-2 갑문의 규모 및 형상 · 805
4-3 구조형식의 선정 · 807	4-6 유도제(誘導堤) · 807
4-4 갑문에 작용하는 외력 및 하중 · 807	4-7 관리시설 · 808
4-5 취배수(取排水) 장치 · 807	
제 5 장 매몰대책시설 ······ 809	
5-1 일 반 · 809	5-4 표사 또는 하천유하 토사를 포착(捕捉)하기 위한 시설 · 816
5-2 방사제 · 811	5-5 비사(飛砂) 방지공 · 817
5-3 도류제(導流堤) · 814	
제 6 장 침식대책시설 ······ 819	
6-1 일 반 · 819	6-2 침식대책공법의 선정 · 819
제 7 장 호 안 ······ 830	
7-1 설계의 기본방침 · 830	7-4 기본단면의 결정 · 835
7-2 설계조건 · 831	7-5 구조세목 · 835
7-3 구조의 안정 · 834	
제 8 장 파라핏(parapet) ······ 836	
8-1 설계의 기본방침 · 836	8-4 기본사항 · 838
8-2 설계조건 · 837	8-5 제방의 안정 · 838
8-3 형식의 선정 · 837	8-6 구조세목 · 839

항만 및 어항 설계기준 · 해설 (하권)

제 8 편 계류시설 • 841

제 1 장 부 두(埠頭) ······ 843	
1-1 부두의 규모결정 · 843	1-4 부두의 연장 · 846
1-2 부두의 배치 및 방향 · 844	1-5 부두시설의 유지관리 · 846
1-3 부두의 면적 · 846	
제 2 장 안벽시설의 제원 및 구조형식 ······ 847	
2-1 선석(berth)의 치수 · 847	2-4 설계수심 · 853
2-2 계류시설의 마루높이 · 851	2-5 세굴방지공 · 853
2-3 안벽의 축조한계 · 852	2-6 구조형식의 선정 · 854
제 3 장 중력식 안벽 ······ 860	
3-1 설계의 기본방침 · 860	3-4 뒹채움의 효과 · 870
3-2 벽체에 작용하는 외력과 하중 · 862	3-5 세부설계 · 871
3-3 안정계산 · 865	
제 4 장 잔교식 안벽 ······ 873	
4-1 연직 말뚝식(직항식) · 873	4-3 원통 또는 각통식 잔교 · 911
4-2 경사 말뚝식(斜組杭) 잔교 · 903	4-4 교각식 잔교 · 913
제 5 장 타이로드식 널말뚝안벽 ······ 914	
5-1 일 반 · 914	5-6 버팀공의 설계 · 939
5-2 널말뚝벽에 작용하는 외력 · 918	5-7 세부설계 · 944

5-3	널말뚝의 설계	923	5-8	연약지반인 경우의 주의사항	948
5-4	타이재의 설계	935	5-9	원호활동 검토	949
5-5	웨이링의 설계	938			
제 6 장	선반식 널말뚝 안벽	950			
6-1	적용범위	950	6-6	선반부의 설계	955
6-2	설계의 기본	950	6-7	중력식 벽체로서의 안정검토	958
6-3	선반의 높이와 폭의 결정	952	6-8	원호활동 검토	959
6-4	널말뚝에 작용하는 토압과 잔류수압	953	6-9	세부설계	959
6-5	널말뚝의 설계	954			
제 7 장	셀식 널말뚝 안벽	960			
7-1	설계의 기본방침 및 순서	960	7-7	벽체마루의 변위 검토	979
7-2	널말뚝 셀에 작용하는 외력과 하중	963	7-8	원호활동 검토	980
7-3	벽체의 전단변형 검토	965	7-9	셀의 배치	980
7-4	벽체 전체로서의 안정검토	972	7-10	널말뚝 인장력의 계산	982
7-5	지반의 지지력 검토	978	7-11	T형 널말뚝의 설계	983
7-6	벽체의 활동 검토	978	7-12	세부설계	985
제 8 장	강판 셀식 안벽	986			
8-1	거치식 강판셀 안벽	986	8-2	근입식 강판셀 안벽	993
제 9 장	부 잔 교	999			
9-1	일 반	999	9-4	계류 시스템의 설계	1009
9-2	설계순서	1003	9-5	연결도교의 설계	1014
9-3	폰톤의 설계	1004			
제 10 장	돌 핀	1016			
10-1	설계의 기본방침	1016	10-4	말뚝식 돌핀	1020
10-2	배 치	1017	10-5	강재셀식 돌핀	1021
10-3	돌핀에 작용하는 외력과 하중	1020	10-6	케이슨식 돌핀	1022
제 11 장	선양장(船揚場)	1023			
11-1	일 반	1023	11-4	양육부 벽체 및 포장	1027
11-2	설치위치의 선정	1024	11-5	측 벽	1028
11-3	제원의 결정	1024			
제 12 장	계선부표	1029			
12-1	설계의 기본방침	1029	12-4	계선부표 각부의 설계	1033
12-2	설계조건	1030	12-5	세부설계	1038
12-3	계선부표에 작용하는 견인력	1032			
제 13 장	기타형식의 계류시설	1039			
13-1	디태치드 피어(detached pier)	1039	13-5	이중널말뚝식 안벽	1055
13-2	자립식 널말뚝 안벽	1043	13-6	직립소파식 안벽	1059
13-3	버팀사향식 널말뚝 안벽	1049	13-7	에어쿠션보트(air cushion boat)의 발착시설(發着施設)	1062
13-4	전면 버팀사향식 널말뚝 안벽	1051			
제 14 장	연 결 부	1066			
14-1	일 반	1066	14-3	서로 다른 구조물이 접속하는 부분	1069
14-2	전면수심이 변하는 부분	1067	14-4	오목부	1069
제 15 장	부속설비	1075			

15-1 방충설비· 1075	15-4 급배수설비· 1085
15-2 계선주와 계선환· 1081	15-5 조명설비· 1086
15-3 차막아· 1084	15-6 기타 부속설비· 1104
제 16 장 부두돌	1110
16-1 설계의 기본방침· 1110	16-4 하중조건· 1113
16-2 부두돌의 형상· 1110	16-5 부두돌 콘크리트 포장의 설계· 1115
16-3 부두돌의 침하대책· 1113	16-6 부두돌 아스팔트 포장의 설계· 1133
제 17 장 하역기계의 기초	1137
17-1 일 반· 1137	17-3 기초말뚝을 쓰는 경우의 설계· 1143
17-2 기초에 작용하는 외력· 1141	17-4 기초말뚝을 사용하지 않는 경우· 1144
제 18 장 어항계류시설	1148
18-1 일 반· 1148	18-8 널말뚝식 안벽· 1166
18-2 안벽 및 물양장· 1149	18-9 잔교식 안벽· 1167
18-3 조선과 계류시설의 배치· 1156	18-10 계단식구조 안벽· 1168
18-4 계류시설의 설계· 1157	18-11 부잔교· 1171
18-5 계류시설의 제원· 1159	18-12 선양장· 1175
18-6 계류시설의 구조형식· 1162	18-13 기타 계류시설· 1177
18-7 중력식 안벽· 1163	18-14 부속설비· 1179

제 9 편 기타항만시설 • 1185

제 1 장 임항교통시설	1187
1-1 일 반· 1187	1-5 헬리포트· 1204
1-2 도 로· 1187	1-6 터널· 1205
1-3 주차장· 1199	1-7 해상 교량· 1213
1-4 철 도· 1204	1-8 운 하· 1219
제 2 장 하역시설	1220
2-1 일 반· 1220	2-5 목재하역장 · 1226
2-2 하역기계· 1220	2-6 수산물 하역시설· 1226
2-3 화물 하역장· 1225	2-7 위험물 하역시설· 1227
2-4 창고· 1225	
제 3 장 보관시설	1227
3-1 일 반· 1227	3-3 기타 보관시설· 1228
3-2 위험물 적치장 및 저유시설· 1228	
제 4 장 선박역무용 시설	1229
4-1 일 반· 1229	4-3 기타 선박역무용 시설· 1230
4-2 급수시설· 1229	
제 5 장 여객시설	1231
5-1 여객승강용 시설· 1231	5-2 여객터미널· 1232
제 6 장 케이스 제작장	1236
6-1 일 반· 1236	6-3 진수시설· 1240
6-2 진수방법의 선정· 1237	6-4 케이스 제작시설의 설치· 1246
제 7 장 항만전력설비	1249

7-1 전력설비의 기본방향· 1249
7-2 수변전설비· 1250
7-3 예비전원 설비· 1250

7-4 피뢰침 및 접지설비· 1251
7-5 조명탑설비· 1251
7-6 조명제어 및 전력 제어설비· 1251

제 10 편 전문부두 • 1253

제 1 장 컨테이너 부두	1255
1-1 설계의 기본방침· 1255	
1-2 계류시설의 설계· 1260	
1-3 육상시설의 설계· 1262	
제 2 장 페리 부두	1278
2-1 설계의 기본방침· 1278	
2-2 계류시설의 설계· 1279	
2-3 차량 승강용 설비의 설계· 1281	
2-4 여객승강용 시설의 설계· 1284	
2-5 기타 시설의 설계· 1284	

제 11 편 어항기능시설 및 기타시설 • 1287

제 1 장 수송시설	1289
제 2 장 어항시설용지	1290
2-1 일반· 1290	
2-2 어선·어구보전시설 용지· 1290	
2-3 수산기능지원시설 용지· 1300	
2-4 이용자 편의시설 용지· 1315	
제 3 장 어항환경정비 및 다기능어항시설	1316
3-1 일반· 1316	
3-2 어항 환경정비시설· 1316	
3-3 어항기능 및 이용 활성화 계획· 1318	
3-4 경관을 고려한 어항개발· 1318	
3-5 친수관광시설· 1319	
제 4 장 기타시설	1320
4-1 해수교환시설· 1320	
4-2 해조장 조성형 방파제· 1322	
4-3 청정해수 도입시설· 1324	
4-4 어항 하역시설· 1326	

제 12 편 마리나(marina) • 1327

제 1 장 총 설	1329
제 2 장 대상 보트의 제원	1331
제 3 장 수역시설	1334
3-1 일 반· 1334	
3-2 항 로· 1334	
3-3 정박지 및 선유장· 1335	
제 4 장 외곽시설	1336
제 5 장 계류시설	1338
5-1 일 반· 1338	
5-2 계류시설의 설계조건· 1340	
5-3 부잔교· 1343	
5-4 부대설비· 1350	
제 6 장 지원시설	1351
6-1 일 반· 1351	
6-2 상하가시설· 1352	
6-3 육상보관시설· 1353	
6-4 급유시설· 1354	
6-5 보트 수리시설· 1355	
6-6 기타 지원시설· 1356	

제 7 장	임항교통시설	1357
제 8 장	환경오염 방지	1358
8-1	마리나의 환경오염 발생원	1358
8-2	선상 오수에 의한 환경오염 및 대책	1358
8-3	기타 오염원 및 대책	1360
8-4	마리나 수질의 유지관리	1361

제 13 편 항로표지시설 • 1363

제 1 장	총 설	1365
1-1	항로표지의 일반 요건	1365
1-2	항로표지의 시스템 구성	1367
1-3	항로표지의 건설계획	1369
제 2 장	항로표지시스템 구성요건	1370
2-1	시스템 구성의 일반적인 요건	1370
2-2	광파표지의 설계	1372
제 3 장	주간표지(晝間標識)의 인식(認識)	1379
제 4 장	항로표지의 시스템 설계와 분석	1383
제 5 장	등대(燈臺) 및 등주(燈柱)	1385
5-1	등대(lighthouses)	1385
5-2	등주(燈柱)	1386
제 6 장	등표(燈標) 및 입표(立標)	1387
6-1	등 표	1387
6-2	입 표	1388
제 7 장	등대 및 등표 구조물 설계	1389
제 8 장	도선(導線) 및 도등(導燈)	1405
8-1	도선(leading line)	1405
8-2	도등(leading lights)	1406
8-3	도표(leading mark)	1412
제 9 장	등부표(燈浮標) 및 부표(浮標)	1414
9-1	표준형 (등)부표	1414
9-2	표준형 등부표의 안정성 [LL-26(M)기준]	1430
9-3	표준형 등부표의 안정성 [LSP-24기준]	1452
9-4	표준형 등부표의 안정성 [LANBY-100기준]	1457
제 10 장	교량표지(marking of fixed bridge)	1469
제 11 장	해상구조물 표지(marking of offshore structures)	1474
제 12 장	음파표지(audible signals)	1476
제 13 장	전파표지(radio aids)	1477
13-1	레이더비콘	1477
13-2	레이더물표 증폭기	1480

제 14 편 초대형석유탱커 시설 • 1481

제 1 장	총 칙	1483
1-1	적용범위	1483
1-2	정 의	1483

제 2 장 위치선정과 시설계획	1484
2-1 위치선정· 1484	2-3 항로의 기준선, 폭 및 수심· 1486
2-2 선석의 기준선· 1485	2-4 박지면적· 1487
제 3 장 규모의 결정	1488
제 4 장 구조형식	1489
제 5 장 설계의 기본방침	1495
제 6 장 설계외력 및 하중	1498
6-1 외력 및 하중의 종류· 1498	6-6 흐름의 힘· 1501
6-2 선박의 접안력· 1498	6-7 지진력· 1501
6-3 계류 중의 선박에 의하여 생기는 외력· 1499	6-8 토압과 수압· 1502
6-4 풍압력· 1499	6-9 자중 및 재하하중· 1502
6-5 파 력· 1500	
제 7 장 고정식 계류시설의 설계	1503
7-1 일 반· 1503	7-6 말뚝의 설계· 1508
7-2 돌핀의 배치 및 마루높이· 1504	7-7 널말뚝 셀 및 케이슨의 설계· 1508
7-3 돌핀에 작용하는 외력 및 하중· 1506	7-8 자켓의 설계· 1509
7-4 잔교식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중· 1507	7-9 방충설비· 1510
7-5 재료 및 허용 응력· 1507	7-10 계선설비· 1511
제 8 장 부표식 계류시설의 설계	1512
8-1 일 반· 1512	8-4 계류앵커 및 침추 등의 설계· 1513
8-2 부표식 계류시설에 작용하는 외력 및 하중· 1512	8-5 앵커 체인의 설계· 1513
8-3 부표의 안정· 1512	8-6 방충설비· 1513
제 9 장 화물처리시설의 설계	1514
9-1 로딩 암· 1514	9-3 송유도관 등· 1518
9-2 고무호스의 설계· 1516	
제 10 장 부대설비의 설계	1519
10-1 소화설비 등· 1519	10-6 조명설비· 1524
10-2 누출유 처리설비· 1520	10-7 동력설비 등· 1524
10-3 체유제거 및 치환장치 · 1521	10-8 통신설비· 1525
10-4 보안계장(保安計裝) 설비· 1523	10-9 승강설비· 1525
10-5 계류시설의 위치를 나타내는 표지등 등· 1524	
제 11 장 시설의 유지관리	1526
11-1 일 반· 1526	11-2 점검기준· 1526

제 15 편 해저 파이프라인 • 1529

제 1 장 총 칙	1531
1-1 적용범위· 1531	1-2 정 의· 1531
제 2 장 노선의 선정	1532

제 3 장 설계의 기본방침	1533
제 4 장 설계외력 및 하중	1535
4-1 외력 및 하중의 종류· 1535	
4-2 풍압력· 1535	
4-3 파력 및 흐름의 힘· 1536	
4-4 지진력· 1537	
4-5 토 압· 1538	
4-6 수 압· 1539	
4-7 자중 및 재하하중· 1540	
4-8 내 압· 1540	
4-9 투묘에 의한 충격하중· 1541	
4-10 진동의 영향· 1542	
4-11 온도변화의 영향· 1543	
4-12 부설시의 하중· 1543	
제 5 장 재 료	1546
제 6 장 도관의 설계	1547
6-1 도관의 최소두께· 1547	
6-2 도관의 허용응력· 1548	
6-3 도관에 생기는 응력의 산정· 1550	
6-4 좌 굴· 1556	
6-5 관이음의 설계· 1557	
6-6 곡부의 설계· 1558	
6-7 밸브의 설계· 1560	
6-8 기립부의 설계· 1561	
제 7 장 방식, 접합방법 및 가열 보온설비	1565
7-1 방식피복· 1565	
7-2 전기방식· 1566	
7-3 도관의 접합방법· 1567	
7-4 용접 시공법· 1567	
7-5 가열 및 보온을 위한 설비· 1568	
제 8 장 도관 등의 부설	1571
8-1 일 반· 1571	
8-2 도관 등의 교차· 1573	
8-3 기 부설된 도관 등과의 수평거리· 1574	
8-4 도관 등 상호접촉방지· 1574	
8-5 매설깊이· 1574	
8-6 세굴방지를 위한 조치· 1577	
8-7 굴착 및 되메우기· 1578	
8-8 부양 방지· 1579	
8-9 비매설 도관 등· 1580	
8-10 기립부의 설치 방법· 1571	
제 9 장 도관 등의 시험 검사	1584
9-1 용접부의 비파괴 시험· 1584	
9-2 내압시험· 1584	
제 10 장 안전설비	1585
10-1 일 반· 1585	
10-2 운전상태의 감시장치· 1585	
10-3 경보장치· 1586	
10-4 안전제어장치· 1586	
10-5 압력안전장치· 1587	
10-6 누설 검지장치· 1588	
10-7 차단밸브·체크밸브· 1588	
10-8 감진장치· 1589	
10-9 예비동력원· 1589	
10-10 안전용 접지·절연· 1590	
10-11 표 지· 1591	
10-12 안전설비의 작동시험· 1591	
10-13 기타 설비· 1592	
제 11 장 보수 및 안전관리	1594

제 16 편 해상저유시설 • 1597

제 1 장 총 칙	1599
1-1 적용범위· 1599	
1-2 정 의· 1599	
제 2 장 설치장소의 선정 및 시설배치	1600
2-1 설치장소의 선정· 1600	
2-2 시설배치· 1600	

제 3 장 설계의 기본방침	1602
제 4 장 설계외력과 하중	1603
4-1 일 반· 1603	
4-2 바 람· 1604	
4-3 파 랑· 1605	
4-4 조 위· 1605	
4-5 흐 름· 1606	
4-6 표 사· 1606	
4-7 지 진· 1606	
4-8 표류물 등에 의한 충격하중· 1607	
제 5 장 재 료	1608
5-1 일 반· 1608	
5-2 강재의 방식· 1608	
제 6 장 수역시설 설계	1611
6-1 저장선 정박지 정온도· 1611	
6-2 저장선 정박지 수심· 1612	
제 7 장 외곽시설의 설계	1613
7-1 외곽시설의 기능 및 배치· 1613	
7-2 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정· 1613	
7-3 방충재의 설계· 1615	
제 8 장 계류시설의 설계	1618
8-1 설계의 기본방침 및 구조형식의 선정· 1618	
8-2 저장선의 동요량의 산정법· 1619	
8-3 계선 돌핀의 설계· 1625	
8-4 방충설비 및 계류설비· 1627	
제 9 장 보관시설	1630
제 10 장 부대설비	1631
10-1 일 반· 1631	
10-2 보안방재설비· 1631	
10-3 검지, 감시 및 경보장치· 1634	
10-4 조명설비· 1636	
제 11 장 시설의 유지관리	1637
11-1 주요 점검기준· 1637	
11-2 방식관리· 1640	
11-3 고무방충재의 유지관리· 1641	
11-4 계류체인 등의 유지관리· 1642	

항만 및 어항 설계기준·해설 (부록)

부록 1 편 해외 항만설계기준 및 설계사례 • 1

제 1 장 총 론	3
1-1 국내· 외 항만설계기준의 차이· 3	
제 2 장 설계외력	5
2-1 설계 조건· 5	
2-2 선박의 접안에너지· 8	
2-3 선박에 의하여 발생하는 외력· 12	
2-4 바람· 15	
2-5 풍압력· 17	
2-6 파랑 이론과 설계파 산정 방법· 19	
2-7 파랑의 수리학적 특성· 24	
2-8 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식· 29	
2-9 직립벽에 작용하는 파력· 40	
2-10 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘· 47	
2-11 부체에 작용하는 외력과 동요· 60	
2-12 경사제 상부공에 작용하는 파력· 73	
2-13 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량· 78	
제 3 장 방파제	93

3-1 방파제 설계 일반 · 93	3-3 직립제 및 혼성제 · 118	
3-2 경사제 · 104		
제 4 장 중력식 안벽		123
4-1 중력식 안벽 설계일반 · 123	4-3 케이슨식 안벽 · 141	
4-2 블록식 안벽 · 129		
제 5 장 잔교식 안벽		145
5-1 잔교식 안벽 설계 일반 · 145	5-2 잔교식 안벽 설계 · 178	
제 6 장 해상 자켓구조물		216
6-1 해상자켓구조물 설계일반 · 216	6-2 해상 자켓구조물 설계 · 228	
제 7 장 설계 사례		245
7-1 경사식 방파제 · 245	7-3 잔교식 안벽 · 335	
7-2 케이슨식 안벽 · 319	7-4 자켓구조물 · 362	

부록 2 편 항만구조물의 신뢰성 설계법 • 401

제 1 장 총 론		403
1-1 목 적 · 403	1-3 제한사항 · 403	
1-2 적용범위 · 403	1-4 항만구조물의 요구성능 · 404	
제 2 장 설계변수의 확률분포		405
2-1 통계학적 확률분포 · 405	2-2 설계변수의 확률분포 · 411	
제 3 장 한계상태함수		412
3-1 경사식 방파제 · 412	3-3 케이슨식 안벽 · 417	
3-2 케이슨식 방파제 · 414	3-4 잔교식 안벽 · 421	
제 4 장 신뢰성 설계법		422
4-1 level I 방법 · 422	4-3 level III 방법 · 435	
4-2 level II 방법 · 429		
제 5 장 신뢰성 설계사례		437
5-1 방파제 신뢰성설계 · 437	5-2 안벽 신뢰성설계 · 443	

부록 3 편 케이슨부재의 한계상태설계법 • 461

제 1 장 기본방침		463
제 2 장 설계원칙		463
2-1 일반사항 · 463	2-4 피로한계상태에 대한 검토 · 467	
2-2 극한한계상태에 대한 검토 · 463	2-5 성능의 시간적 변화에 대한 검토 · 467	
2-3 사용한계상태에 대한 검토 · 464	2-6 안전계수 · 470	
제 3 장 하중의 조합 및 하중계수		471
3-1 일반사항 · 471	3-4 격벽 · 477	
3-2 외벽 · 472	3-5 외력 계산 · 477	
3-3 저판 · 475		
제 4 장 부재의 설계		477

부록 4 편 파의 회절도 • 479

- 4-1 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 15^\circ$) · 481
- 4-2 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 30^\circ$) · 484
- 4-3 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 45^\circ$) · 487
- 4-4 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 90^\circ$) · 490
- 4-5 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 135^\circ$) · 493
- 4-6 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 150^\circ$) · 496
- 4-7 반무한제에 의한 회절그림($\theta = 165^\circ$) · 499
- 4-8 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=1.0$, $S_{max}=10$) · 502
- 4-9 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=2.0$, $S_{max}=10$) · 505
- 4-10 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=4.0$, $S_{max}=10$) · 508
- 4-11 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=8.0$, $S_{max}=10$) · 511
- 4-12 경사진 입사파의 회절그림($B/L=2.0$, $\theta = 30^\circ$, $S_{max}=10$) · 514
- 4-13 경사진 입사파의 회절그림($B/L=4.0$, $\theta = 30^\circ$, $S_{max}=10$) · 515
- 4-14 반무한제에 의한 규칙파의 회절도 · 517
- 4-15 반무한제에 의한 규칙파의 회절도 · 518
- 4-16 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도 · 519

부록 5 편 판의 휨모멘트 계산수표 • 521

- 5-1 판의 휨모멘트 계산수표 · 523

부록 6 편 등대 · 등표 설계 예 • 545

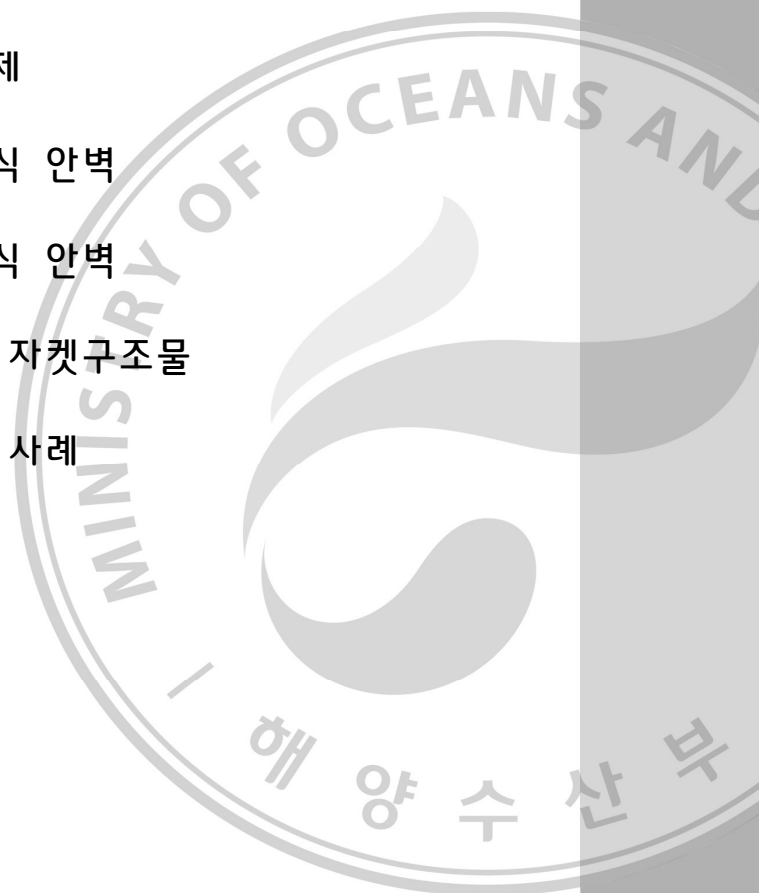
- 6-1 무인등대의 설계 · 547
- 6-2 등표의 설계(중력식 기초) · 559
- 6-3 방파제등대의 설계(원환단면) · 563
- 6-4 등대, 등표(입표) 콘크리트 강도의 최소 특성치 · 565
- 6-5 철재 등주의 구조물 안전성 계산 · 566
- 6-6 방파제상 가공배전선로(가로등/방파제 표시용) 설계기준 · 567

부록 7 편 장대형 케이스에 발생하는 파력 평활화 효과 • 595

- 제 1 장 개요 597
- 제 2 장 파력의 평활화 효과 597
 - 2-1 정현파형에 기초하는 파력의 평활화 효과 · 597
 - 2-2 Goda식에 기초하는 파력의 평활화효과 · 598
 - 2-3 수리모형실험에 의한 파력의 평활화 효과 비교 · 600
- 제 3 장 장대형 케이스에 대한 파력 603

해외 항만설계기준 및 설계사례

제1장	총 론
제2장	설계외력
제3장	방파제
제4장	중력식 안벽
제5장	잔교식 안벽
제6장	해상 자켓구조물
제7장	설계 사례



부록 1편 해외 항만설계기준 및 설계사례

제 1 장 총 론

1-1 국내·외 항만설계기준의 차이

항만설계의 대표적인 기준서로는 미국의 ‘shore protection manual(1984, U.S. army corps of engineer, CERC)’과 ‘coastal engineering manual(2001, U.S. army corps of engineer, CERC)’, 영국의 ‘BS 6349: maritime structures(1984)’와 영국과 네덜란드의 공동 프로젝트로 탄생한 ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)’, 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’을 들 수 있다. 또한 EAU, indian standard, DNV, API, ANSI code들이 항만 및 해양 구조물 설계에 이용되며, 우리나라는 일본의 설계기준을 인용한 ‘항만 및 어항 설계기준(1999)’을 사용하다가 국내 연구자들의 연구 성과를 반영한 ‘항만 및 어항 설계기준(2005)’을 개정하여 사용하고 있다.

‘shore protection manual’은 미 육군 공병단 해안공학연구센터에서 수십 년 간의 수리모형 실험 자료와 현장 관측 및 연구 자료들을 기초로 만든 설계기준서이며, 파랑의 추산법과 선형파이론, 경사식방파제와 잔교식구조물의 설계법, 해안지형변동, 계획수립 및 분석에 대한 기준이다. 가장 오래된 항만설계기준서 중 하나이며 항만설계 분야에서는 교과서로 평가 받고 있다. ‘coastal engineering manual’은 ‘shore protection manual’의 개정판으로서 새로이 연구된 많은 실험 결과와 부분 안전 계수법을 근간으로 하는 신뢰성설계법을 추가하여 내용을 대폭 보강하였다.

‘BS 6349: maritime structure’는 유럽 및 중동, 동남아시아에서 대부분의 발주처가 ‘shore protection manual’과 더불어 항만설계기준서로 채택하며, 근래에는 경사식방파제나 호안의 설계에는 ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’이 더 선호되고 있는 실정이다. ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’은 영국(CIRIA, construction industry research and information association)과 네덜란드(CUR, centre for civil engineering research and codes)의 공동연구로 탄생된 설계기준서로서 Delft 수리연구소와 HR wallingford에서 수행한 수리모형실험 결과를 바탕으로 각 분야의 전문가들이 ‘shore protection manual’에서 제시한 설계기준을 개선한 것이다. ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’은 경사식방파제와 호안구조물의 분야에서 현재까지 발표된 설계기준서 중에서 가장 개선된 것으로 평가받고 있으며, van der Meer의 사석중량 결정식이 제시되어 있다. ‘manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)’은 CUR, CIRIA, CETMET의 공동 저술로 1995년 초판에 이어 2007년에 두 번째 판이 발간되었으며, ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’과 ‘coastal engineering manual’의 해안 분야 뿐만 아니라 하천 분야의 최신의 연구결과들이 반영되었다.

‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’은 일본 운수성 산하 항만연구소의 실험결과와 많은 연구에 힘입어 만들어진 기준서로 ‘shore protection manual’과 ‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering’의 많은 부분을 채용했으며, 산·학·연 연구의 많은 결과를 수용하여 다른 설계기준에서는 찾아볼 수 없는 부분에서 많은 발전이 있었으며, 2002년에 영문판인 ‘technical standards and commentaries for port and harbour facilities in japan (the overseas coastal area development institute of japan, 2002)’을 발간하여 해외 항만공사에 적용하도록 권장하였다.

현재 우리나라의 ‘항만 및 어항 설계기준(1999)’은 ‘shore protection manual’과 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’을 채택하고, 국내 실정에 맞추어 개정하여 사용하고 있다. 하지만 내용면에서 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설’과 다른 점이나 개선된 점이 거의 없다는 점은 항만기술자로서 매우 애석하고 반성해야 할 부분이다. 미국, 영국, 네덜란드 및 일본 등과 비교해 볼 때 설계기준을 만들고 개선시킬 수 있는 기초 연구 활동이 너무 미비한데서 원인을 찾을 수 있으며, 2005년에 국내 연구자들의 연구 성과가 반영되어 일부 개정된 점은 그나마 위안거리이다. 한 나라의 설계기준이 개정되기까지는 수십 년 동안의 연구 결과들이 집대성되어 요약되어야 하며, 이는 그런 기초 연구들을 뒷받침하는 제도적 장치와 끊임없는 기술자들의 노력이 합쳐졌을 때만이 결실을 맺을 수 있다.

각 나라의 설계기준에서 제시하고 있는 설계기법들이 완벽한 것은 아니며 각기 장단점을 가지고 있기 때문에 각 나라에서 채택하고 있는 설계기준의 차이를 이해하는 것은 매우 중요하며, 기초 수리모형실험 연구결과가 거의 없는 우리나라에서는 기존 연구결과와 수많은 기초 연구를 통하여 장점은 취하고 단점은 보완하는 방법으로 개선된 설계기법을 개발해야 한다. 항만설계법이 신뢰성 설계로 진화하고 있는 실정에서 신뢰성설계가 국지적 상황 (예; 해양 환경, 재료, 공사방법 및 공사비 등)에 크게 영향을 받는 점은 우리나라 현실에 최적화된 항만 신뢰성설계법의 개발이 시급하며, 해양수산부에서 추진하고 있는 항만구조물 신뢰성설계법의 개발 연구의 중요성이 강조되고 있다. 미국, 영국, 네덜란드 및 일본이 해양강국으로 성장한 배경에는 지속적이고 부단한 기초연구를 바탕으로 한 기술 개발이 있었기 때문이므로, 항만구조물 설계 및 시공 기술개발을 위한 기초 및 응용기술 연구에 정부의 대폭적인 투자가 필요한 시점이다.

이 보고서는 ‘항만 및 어항 설계기준(2005)’의 목차대로 각 설계기준의 차이를 기술하여 개선 방향을 고민해 보고자 한다. 물론 ‘항만 및 어항 설계기준’에 제시된 내용이 없는 해외의 기준서도 있으며, 그 반대로 해외 기준서에 제시된 내용이 우리나라 설계기준에 빠져 있는 경우도 있으므로 최대한 공통적인 부분을 설계 실무에 필요한 내용들 위주로 비교하고자 한다. 각 설계기준서의 차이를 이해하고 각 기준서의 장단점을 파악하는 것은 우리나라 항만설계기준을 발전적으로 개선하기 위한 가장 중요한 단초를 제공할 것이다.

제 2 장 설계외력

2-1 설계 조건

‘항만 및 어항 설계기준(2005)’과 일본의 ‘항만의 시설의 기술상의 기준·동해설(1999)’은 항만 구조물의 설계조건으로 시설의 성격 및 시설에 주어진 상황에 따라 다음의 설계여건 중에서 적절하게 선정하고 이들의 자연조건, 이용 상황, 시공조건, 부재의 특성, 이 시설에 대한 사회적 요청, 자연환경에의 영향 등을 고려하고 시설들이 안전하게 될 수 있도록 정하도록 하였다.

- (1) 대상선박의 제원
- (2) 선박에 의하여 발생하는 외력
- (3) 바람과 풍압 등
- (4) 파고와 파력
- (5) 조석과 이상조위
- (6) 흐름과 흐름의 힘
- (7) 부체에 작용하는 외력과 그의 동요
- (8) 하구수리 및 표사
- (9) 지반
- (10) 지진과 지진력
- (11) 지반의 액상화
- (12) 토압 및 수압
- (13) 자중 및 재하하중
- (14) 마찰계수
- (15) 기타 필요한 설계조건

‘BS 6349: maritime structure(이후 BS 6349)’는 part 1 부분이 2000년에 개정되었으며, ‘항만 및 어항 설계기준’과는 달리 재료부분을 포함한 다음 7개의 절로 구성되어 있다.

- section 1 : general
- section 2 : environmental considerations
- section 3 : operational considerations
- section 4 : sea state
- section 5 : loads, movements and vibrations
- section 6 : geotechnical considerations
- section 7 : Materials

‘manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(이후 CIRIA)’은 사석을 이용한 경사식방파제 및 호안 설계를 위하여 BS 6349의 section 3, 4, 5의 부분이 설계조건으로 section 4, 5에 다음과 같이 제시되어 있다.

- 4. physical site conditions and data collection
 - 4.1 bathymetry and morphology
 - 4.2 hydraulic boundary conditions and data collection
 - 4.2.1 water levels
 - 4.2.2 deep-water wave conditions
 - 4.2.3 transformation of waves in shallow water
 - 4.2.4 sea bottom orbital velocities
 - 4.2.5 currents
 - 4.2.6 ship-induced water movements
 - 4.2.7 joint Probabilities
 - 4.2.8 modelling
 - 4.3 geotechnical boundary conditions and data collection
 - 4.3.1 general aspects of planning a soil-investigation programme
 - 4.3.2 desk studies
 - 4.3.3 preliminary soil investigations
 - 4.3.4 detailed soil investigations
- 5. physical process and design tools
 - 5.1 hydraulic interactions
 - 5.1.1 governing parameters
 - 5.1.2 hydraulic responses
 - 5.1.3 structural responses
 - 5.1.4 physical and numerical modelling
 - 5.2 geotechnical response
 - 5.2.1 approach
 - 5.2.2 parameters
 - 5.2.3 scope of geotechnical aspects
 - 5.2.4 physical background
 - 5.2.5 modelling and simulation
 - 5.2.6 computer model types
 - 5.2.7 computer model applications
 - 5.2.8 practical formulae and engineering experience
 - 5.2.9 application of probabilistic analysis

‘coastal engineering manual(이후 CEM)’은 part 2, 3, 4, 5, 6에 파랑 이론과 유사 이송 및 연안 지형변동에 대한 자세한 내용이 수록되어 있으며, 설계 조건에 관련된 내용은 주로 part 2 chapter 8 및 part 6 chapter 5에 다음과 같이 제시되어 있다.

part 2 chapter 8 hydrodynamic analysis and design conditions

II-8-1 overview of chapter

- II-8-2 identifying meteorological and hydrodynamic processes
- II-8-3 acquiring information
- II-8-4 statistical methods - short-term
- II-8-5 statistical methods - long-term
- II-8-6 analysis of key meteorological and hydrodynamic process in design
- II-8-7 interdependence of processes during severe events
- part 6 chapter 5 fundamentals of design
 - VI-5-1 introduction
 - VI-5-2 structure hydraulic response
 - VI-5-3 rubble mound structure loading and response
 - VI-5-4 vertical-front structure loading and response
 - VI-5-5 foundation loads
 - VI-5-6 scour and scour protection
 - VI-5-7 wave forces on slender cylindrical piles
 - VI-5-8 other forces and the interactions

각 기준서마다 구성이 다르고, 설계기준의 항목도 기준서마다 다르게 나열되어 있으므로 ‘항만 및 어항 설계기준’을 바탕으로 최대한 공통적인 사항을 비교하고 ‘항만 및 어항 설계기준’에 누락되어 있는 항목들을 추가적으로 설명하고자 한다. 물론, 설계에 필요하기는 하나 결정적이지 않은 재료나 시공방법 등의 내용은 이 보고서에는 기술하지 않고 수리학적 응답(hydraulic response)이나 설계하중 및 구조적 응답(structural response)을 중점적으로 비교하고자 한다.

2-2 선박의 접안에너지

2-2-1 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이

선박에 의하여 발생하는 외력 산정에 대한 항만 및 어항 설계기준(2005)과 BS 6349의 방법의 주요한 차이는 방충재 설계를 위한 선박의 접안에너지 산정방법에서 가상질량계수(C_M)과 편심계수(C_E)의 산정방법에 차이가 있다. 또한 곡주나 직주에 작용하는 견인력의 산정은 항만 및 어항 설계기준에서는 선박의 총톤수에 따라 단순히 표에 견인력을 제시하고 있으나, BS 6349에서는 계류 시스템의 배치에 따라 각 계류라인에 걸리는 견인력을 따로 산정하도록 규정하고 있다.

선박의 접안에너지와 방충재의 반력은 방충재의 설계와 중력식 구조물의 상치콘크리트부나 잔교식 구조물의 종방향보(longitudinal beam), 횡방향보(transverse beam) 및 말뚝(pile)의 설계에 중요한 수평하중으로 작용하므로 선박의 접안 각도 및 조위에 따른 방충재의 변형과 그에 따른 반력의 영향을 고려하도록 설계기준을 개선할 필요가 있다. 또한, 계류라인 및 곡주에 작용하는 계류라인의 방향 및 고저차에 따른 효과를 고려하여 견인력을 세분화하여 적용할 필요가 있다.

2-2-2 BS 6349: maritime structure (2000)의 방법

BS 6349에서는 대상선박의 주요 치수는 예상되는 운영기간 동안의 선박에 대해 관계 기관, 선주(owner) 및 운영사(operators)에서 제공하는 실제 선박의 치수를 사용할 것을 권고하고 있다. 대형 화물선과 컨테이너선 제원의 근사치가 제시되어 있으며, 이 제원은 사전 계획단계에서 사용할 것을 규정하고 있다. 선박의 접안 시 발생하는 외력은 다음과 같은 방법으로 구한다.

(1) 선박의 접안에너지

움직이는 선박의 전체 에너지와 수리동력학적 질량은 방충재에 의해 흡수되는 에너지를 계산하기 위해 C_E , C_S , C_C 계수를 추가하여 다음과 같이 주어진다.

$$E = 0.5 C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C \quad (2-1)$$

여기서,

C_M : 가상질량계수 (the hydrodynamic mass coefficient)

M_D : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V_B : 선박의 접안속도 (the velocity of the vessel normal to the berth, m/s)

C_E : 편심계수 (the eccentricity coefficient)

C_S : 유연성계수 (the softness coefficient)

C_C : 선석의 형상계수 (the berth configuration coefficient)

가상질량계수(C_M)는 다음 식으로 계산하는 것을 표준으로 한다.

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B} \quad (2-2)$$

여기서,

D : 선박의 흘수 (the draught of the ship, m)

B : 형폭 (the beam of the ship, m)

위 식을 사용하면 가상질량계수(C_M)는 1.3~1.8의 범위를 가진다.

편심계수(C_E)는 접촉점이 선박 질량중심에 정확히 일치하지 않은 경우에 방충재로 전달되는 에너지의 감소를 나타내며, 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 \cos^2 \gamma}{K^2 + R^2} \quad (2-3)$$

여기서,

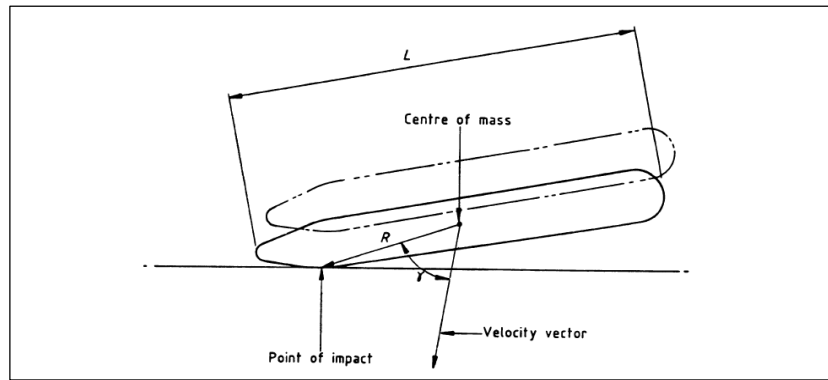
K : 선박의 회전 반경으로 다음 식으로 계산된다.

$$K = (0.19 C_b + 0.11) L$$

R : 선박의 중심에서 접촉점까지의 거리

γ : 선박중심과 접촉점을 잇는 선과 속도벡터 사이의 각도

C_b : 블록계수(=배수톤수(M_D))/(수선간 길이(L)×형폭(B)×흘수(D)×물의 단위중량)



그림(2-1) 회전 반경의 정의

블록계수(C_b)는 다음 표(2-1)에 선박의 종류에 따른 대표치가 주어져 있다.

표(2-1) 선박의 종류에 따른 블록 계수

typical ranges of C_b	
vessel type	
tanker / bulk	0.72 to 0.85
container	0.65 to 0.70
Ro-Ro	0.65 to 0.70
passenger	0.65 to 0.70
dry cargo / combi	0.60 to 0.75
ferry	0.50 to 0.65

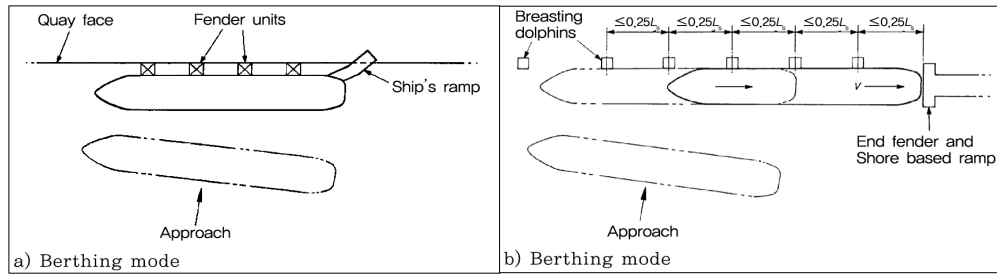
유연성계수(C_s)는 선체에 의해 흡수되는 충격 에너지의 부분을 나타내며, 그 값은 주로 0.9~1.0의 값을 가지며, 고무 방충재를 연속적으로 장착한 선박은 0.9를 쓰고, 나머지 선박은 1.0을 사용하도록 규정하고 있다. 선석의 형상계수(C_C)는 선체와 안벽사이의 갇힌 물의 쿠션효과에 의해 흡수되는 선박의 에너지를 나타내며, 안벽 구조물의 형식에 따라 다음과 같이 구분하여 적용된다.

- open piled jetty structures = 1.0
- solid quay wall = 0.8 ~ 1.0

(2) 페리선 및 자동차전용선의 접안에너지

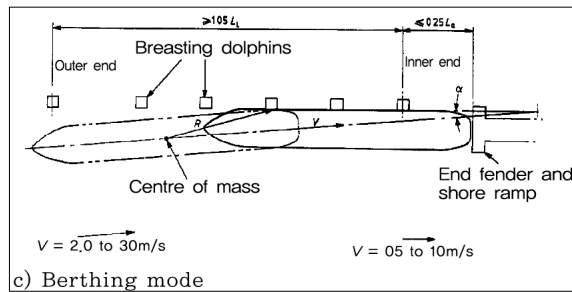
BS 6349에서는 페리선(ferry)과 자동차전용선(Ro-Ro)의 경우에는 접안 방법에 따라 다음 3가지 모드로 구분하여 접안에너지를 산정하고 있다.

- mode a : 안벽을 따른 선석에 횡접안하고 자동차의 접근용 선박 자체의 램프 사용 시
- mode b : 여러 개의 접안돌핀(breasting dolphin)에 횡접안 후 끝단 램프 구조에 종방향으로 천천히 이동하는 경우
- mode c : 측면 접안돌핀들은 가이드로서 역할하고 끝단 램프에 직접 종접안하는 경우



그림(2-2) mode a

그림(2-3) mode b



그림(2-4) mode c

가. mode a

mode a인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 식 (2-1)에 제시된 방법으로 구하면 된다.

나. mode b

mode b인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 식 (2-1)에 제시된 방법으로 구하고, 끝단 방충재 (end fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5MV^2 \quad (2-4)$$

여기서,

M : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s) - 실제 속도 값이 없으면 0.15m/s 적용

다. mode c

mode c인 경우 측면 방충재 (side fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5M_D C_M C_E C_S C_C (Vs \sin \alpha)^2 \quad (2-5)$$

여기서,

C_M : 가상질량 계수 (the hydrodynamic mass coefficient)

M_D : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

- V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s)
 - outer end dolphin $V= 2.0\sim 3.0$ m/s 사용
 - inner end dolphin $V= 0.5\sim 1.0$ m/s 사용
 C_E : 편심계수 (the eccentricity coefficient)
 C_S : 유연성계수 (the softness coefficient)
 C_C : 선석의 형상계수 (the berth configuration coefficient)
 α : 접근 각도 (angle of approach) - 최소 15° 적용이 권장됨

mode c인 경우 끝단 방충재 (end fender)의 접안에너지는 다음 식으로 구한다.

$$E = 0.5M(V\sin\alpha)^2 \quad (2-6)$$

여기서, M : 선박의 질량 (the displacement of the ship, t)

- V : 접근 방향으로의 선박의 속도 (m/s)
 - 실제 속도 값이 없으면 $0.5\sim 1.0$ m/s 적용

α : 접근 각도 (angle of approach)

(3) 계선주에 작용하는 선박의 견인력

계선주에 작용하는 선박의 견인력은 실제 견인력의 데이터가 없는 경우에 BS 6349 part 1에 20,000톤까지가 제시되어 있고, 그 이상의 선박은 BS6349 Part 4에 표 7에 제시되어 있으므로 다음 표에 함께 정리하였다.

표(2-2) 선박의 종류에 따른 견인력

vessel loaded displacement	bollard loading(kN, {t})
up to 2,000 t	100 {10}
up to 10,000 t	300 {30}
up to 20,000 t	600 {50}
20,000 t ~ 50,000 t	800 {80}
100,000 t ~ 200,000 t	1,000 {100}
above 200,000 t	1,500 {150}

20,000톤 이상의 선박은 각 계류라인에 걸리는 최대 견인력을 다음 4가지의 방법으로 계산하도록 권장하고 있다.

- method 1 : 선박에 걸리는 풍하중과 조류력은 식 (2-8) 및 (2-9)로 계산하고, 각 계류 라인에 걸리는 하중은 계류라인을 탄성체로 가정하여 수계산 및 컴퓨터로 계산한다. 수계산 시 종방향력은 스프링 라인이 저항하고, 횡방향력은 선수(bow)와 선미(stern)의 breasting line이 저항하는 것으로 단순화하여 계산한다.

주) 20,000톤 이상의 선박의 계류 하중은 화물선(general cargo vessel and bulk carrier)의 경우임

- method 2 : 선석이 6개의 계류라인을 가지고 있는 경우, 하나의 계류라인이 횡방향력의 1/3을 담당하고, 계류라인 및 곡주는 이 힘의 수직응력 (normal stress)에 저항하도록 설계한다. 4개의 계류라인을 가지는 경우는 횡방향력의 1/2을 담당하도록 설계한다.
- method 3 : 선석이 규정된 계류라인과 시스템으로 특수선박의 계류를 위해 설계된다면, 계류 로프의 최대 절단 하중과 같은 수직응력에 저항하도록 설계해야 된다.
- method 4 : 위의 세 가지 방법으로 설계하기 위한 자료가 충분치 않은 경우는 위의 표의 견인력을 가지고 설계하도록 권장하고 있다.

2-3 선박에 의하여 발생하는 외력

2-3-1 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이

항만구조물의 설계하중에서 선박에 의하여 발생하는 외력의 차이는 선박에 작용하는 설계풍속의 선정에서 차이를 보인다. 또한 유체압력의 산정방법에서도 차이를 보이며, 파랑에 의한 하중은 구체적인 산정방법을 제시하고 있지 않으나 실무에서는 주로 수치모의(numerical simulation)를 사용하여 계류 해석을 수행하는 실정이다.

선박에 의하여 발생하는 풍하중 및 유체압력은 계류라인의 배치 및 설계에 따라 중력식구조물의 상치콘크리트부나 잔교식구조물의 종방향보(longitudinal beam), 횡방향보(transverse beam) 및 말뚝(pile)의 설계에 중요한 수평 하중으로 작용하므로 계류라인 및 곡주에 작용하는 계류 라인의 방향 및 고저차에 따른 효과를 고려하여 견인력을 세분화하여 적용할 필요가 있다. 또한 항만의 작업 효율에 큰 영향을 미치는 파랑에 의한 선박의 요동 및 파랑에 의해 발생하는 선체의 견인력에 대한 구체적인 설계 공식이나 설계 지침의 제시도 필요하다.

2-3-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 계류선박의 동요를 일으키는 외력은 선박에 작용하는 풍압력과 조류속에 의한 힘으로 정의하고 있으며, 항만구조물의 경우 바람은 3초의 돌풍속도(3s gust speed)를 각 부재의 설계에 적용하도록 규정하고 있다. 그러나 선박 계류의 경우는 1분 평균 풍속 (1 min mean wind speed)을 적용하도록 하고 있으며, 이것은 선박의 관성력을 고려한 계류삭에 충분한 하중이 전달될 시간이 필요하기 때문이다. 1분 평균 풍속과 3초 돌풍 풍속과의 관계는 다음 식으로 구한다.

$$1 \text{ min mean speed} = 0.85 \times 3s \text{ gust} \quad (2-7)$$

선박에 작용하는 풍하중은 다음 식으로 구한다.

$$F_{TW} = C_{TW} \rho_A A_L V_W^2 \times 10^{-4} \quad (2-8)$$

$$F_{LW} = C_{LW} \rho_A A_L V_W^2 \times 10^{-4}$$

여기서,

F_{TW} : 횡방향 풍력, 이물(forward) 또는 고물(aft) (kN)

F_{LW} : 종방향 풍력 (kN)

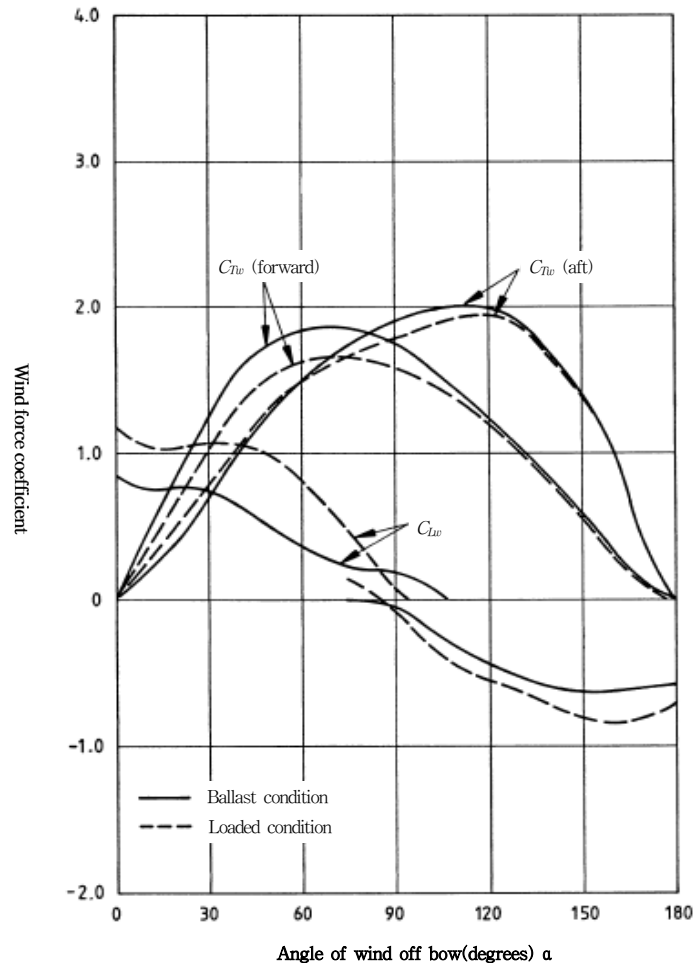
C_{TW} : 횡방향 풍력계수, 이물 또는 고물

C_{LW} : 종방향 풍력계수

ρ_A : 공기의 밀도, $\rho_a = 1.3096 \text{ (kg/m}^3\text{) at } 0^\circ\text{C} \sim 1.1703 \text{ (kg/m}^3\text{) at } 30^\circ\text{C}$

A_L : 수면위로 선박의 종방향 투영 면적 (m^2)

V_W : 수면 위 10m 높이에서의 설계 풍속 (m/s)



그림(2-5) 풍력 계수(화물선, 소형 유조선)

선박에 작용하는 조류력은 다음 식으로 구한다.

$$F_{TC} = C_{TC} C_{CT} \rho L_{BP} d_m V_c'^2 \times 10^{-4} \quad (2-9)$$

$$F_{LC} = C_{LC} C_{CL} \rho L_{BP} d_m V_c'^2 \times 10^{-4}$$

여기서,

F_{TC} : 횡방향 조류력, 이물(forward) 또는 고물(aft) (kN)

F_{LC} : 종방향 조류력 (kN)

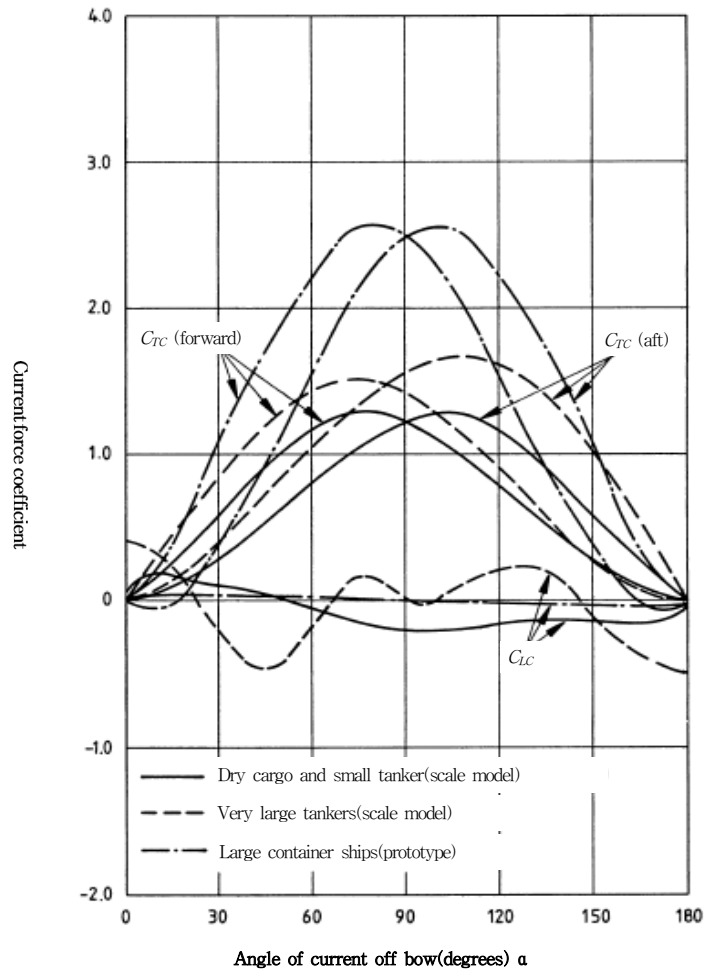
C_{TC} : 횡방향 조류항력계수, 이물 또는 고물

C_{LC} : 종방향 조류항력계수

C_{CT} : 횡방향 조류항력계수의 수심조정계수

C_{CL} : 종방향 조류항력계수의 수심조정계수

ρ : 유체의 밀도, $\rho = 1,000 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ - 담수, $\rho = 1,025 \text{ (kg/m}^3\text{)}$ - 해수
 L_{BP} : 선박의 길이 (m)
 d_m : 평균 흘수 (m)
 V'_c : 평균 조류속 (m/s)



그림(2-6) 조류항력계수(모든 선박, 심해의 경우)

2-4 바람

2-4-1 바람의 차이

항만구조물의 설계하중에서 바람 적용의 주요한 차이는 항만 및 어항 설계기준은 10분간 풍속을 이용하나 BS 6349에서는 3초 돌풍속도 (gust speed)를 사용하도록 규정하고 있다. CEM은 항만구조물 상부시설의 설계에 관한 내용은 거의 없고, 바람에 의한 파고의 추정을 위해 사용하기 위한 고도보정 등의 내용만이 제시되어 있다.

2-4-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 항만구조물의 경우 바람은 3초의 돌풍속도 (3s gust speed)를 각 부재의 설계에 적용하도록 규정하고 있으며, 선박계류의 경우는 1분 평균 풍속 (1 min mean wind speed)을 적용하게 하였다.

(1) 기압분포

BS 6349에서는 기압변동에 따른 수위 변동은 0.3m를 좀처럼 넘지 않으나 강한 바람과 지리적 수축으로 수위상승이 복합될 때는 기압변동의 효과가 중요해 질 수 있다고 규정하고 있다.

(2) 바람

강한 바람이 해안쪽으로 불면 수위를 상승시키는 경향이 있으며, 예측된 조위보다 높게 된다. 해안을 따라 부는 바람은 장주기파를 발생시키는 경향이 있으며, 파봉에서는 수위를 상승시키고 파곡에서는 수위를 강하시킨다. 먼 바다의 폭풍 때문에 발생한 군파는 평균해면의 변동을 일으킬 수 있고, 군파속도와 같은 장주기 저진폭파는 해안에 다가갈수록 높은 수위 상승을 일으키고 파가 쇄파되기 전에 파가 해안에 더 전진할 수 있게 한다. 기압과 바람의 영향이 복합되면 “폭풍해일(storm surge)”이 일어날 수 있다고 밝히고 있다.

BS 6349에서는 경도풍의 산정 방법이나 바람의 고도보정에 대한 지침이 제시되어 있지 않으나, prediction of wind and current load on VLCC (2nd edition, OCIMF, 1994)에 바람의 고도보정에 대한 내용이 다음과 같이 제시되어 있다.

$$V_w = v_w \left(\frac{10}{h} \right)^{1/7} \quad (2-10)$$

여기서,

V_w : 높이 10m에서의 풍속(m/s)

v_w : 높이 h에서의 풍속(m/s)

OCIMF에서는 해상에서의 바람의 연직분포를 나타내는 지수 1/7을 규정하고 있다.

2-4-3 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual에서는 해양 및 해안에서의 수면 근처 바람의 추정에 다음의 방법을 규정하고 있다. 근처의 측정치에서 추정하는 방법으로 매우 간단하고 풍속에 대한 고도보정에 대한 내용이 다음과 같이 제시되어 있다.

$$U_{10} = U_z \left(\frac{10}{z} \right)^{1/7} \quad (2-11)$$

여기서,

U_{10} : 높이 10m에서의 풍속(m/s)

U_z : 높이 z 에서의 풍속(m/s)

CEM에서는 해상에서의 바람의 연직분포를 나타내는 지수가 공기-해수 온도차에 따라 변화함을 보이고, 1/7승 법칙이 항상 일치하는 것은 아니며, ACES software에는 경계층 이론에 기초한 알고리즘을 포함하고 있으므로 사용을 권장하고 있다. 공기-해수 온도차는 다음과 같이 정의 된다.

$$\Delta T = T_a - T_s \quad (2-12)$$

여기서,

ΔT : 공기-해수 온도차 (°C)

T_a : 공기 온도 (°C)

T_s : 해수 온도 (°C)

또 다른 방법은 기압도와 기상도로부터 추정하는 방법이다. 경계층위에서 바람을 일으키는 주요 힘은 수평압력경사이므로 이를 이용하여 추정하는 방법이며, 흐름이 거의 정상상태이고, 마찰, 이송 및 수평수직혼합 효과가 없다면 다음 식으로 표시될 수 있다.

$$U_g = \frac{1}{\rho_a f} \frac{dp}{dn} \quad (2-13)$$

여기서,

U_g : 자전에 의한 풍속 (대기 경계층의 최상층 위치에서)

dp/dn : 등압선에 수직인 대기 압력 경사

2-5 풍압력

2-5-1 풍압력의 차이

항만구조물의 설계하중에서 풍압력 적용의 주요한 차이는 거스트(gust)계수와 속도압을 구하는 방법의 차이에 있으며, 풍속도 항만 및 어항 설계기준은 10분간 풍속을 이용하나 BS에서는 3초 돌풍속도(gust speed)를 사용하도록 규정하고 있다. 항만구조물의 상부 시설 또는 선박의 수면위 부분에 작용하는 풍압력을 제대로 구하기 위하여는 항력계수(C_D)의 산정이 매우 중요하지만 항력계수는 구조물의 형상, 풍속 및 풍향에 크게 영향을 받으므로 풍동실험(wind tunnel test)등을 통해서 얻을 수밖에 없다. 상부구조의 설계를 위해서는 다양한 형태의 항력계수에 대한 연구를 통해 설계 지침이 제시되어야 한다.

2-5-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 5400에서 교량의 풍압력을 규정하고 있으며, BS 6349는 이 규정을 참조하도록 하고 있다. 풍압력은 지리적 위치, 국지적 지형, 구조물의 높이 및 수평 제원과 단면에 크게 영향을 받고, 최대 풍압력은 평균풍압에 변동을 일으키는 돌풍(gust)에 좌우된다. BS 5400의 도해에서 제시된 영국의 평균풍속은 해발 10m의 재현기간 120년의 값이고, 활하중이 없는 경우의 교량에서의 최대돌풍속도(maximum wind gust speed, v_c)는 다음 식으로 구한다.

$$v_c = v K_1 S_1 S_2 \quad (2-14)$$

여기서,

- v : 1시간 평균 풍속 (mean hourly wind speed)
- K_1 : 재현기간과 관계있는 풍속계수
- S_1 : 깔때기 효과계수(funnelling factor)
- S_2 : 거스트계수(gust factor)

계수 K_1 은 재현기간 120년에 고속도로, 철도 및 도보교에서는 1.0이며, 재현기간 50년의 도보교는 0.94, 재현기간 10년에 일치하는 설치기간동안은 0.85, 설치가 이틀 안에 끝나고 신뢰할만한 예측 풍속이 있을 때는 예측 풍속이 1시간 평균 풍속으로 v 로 쓰여서 1.0을 쓸 수 있다.

높이에 따른 거스트계수(S_2) 및 시간 풍속계수(K_1)는 다음 표(2-3)의 값을 이용할 수 있다.

표(2-3) 높이에 따른 거스트 계수(S_2) 및 시간 풍속 계수(K_1)

height above ground level (m)	horizontal wind loaded length m									hourly speed factor K_2
	20 or less	40	60	100	200	400	600	1000	2000	
5	1.47	1.43	1.40	1.35	1.27	1.19	1.15	1.10	1.06	0.89
10	1.56	1.53	1.49	1.45	1.37	1.29	1.25	1.21	1.16	1.00
15	1.62	1.59	1.56	1.51	1.43	1.35	1.31	1.27	1.23	1.07
20	1.66	1.63	1.60	1.56	1.48	1.40	1.36	1.32	1.28	1.13
30	1.73	1.70	1.67	1.63	1.56	1.48	1.44	1.40	1.35	1.21
40	1.77	1.74	1.72	1.68	1.61	1.54	1.50	1.46	1.41	1.27
50	1.81	1.78	1.76	1.72	1.66	1.59	1.55	1.51	1.46	1.32
60	1.84	1.81	1.79	1.76	1.69	1.62	1.58	1.54	1.50	1.36
80	1.88	1.86	1.84	1.81	1.74	1.68	1.64	1.60	1.56	1.42
100	1.92	1.90	1.88	1.84	1.78	1.72	1.68	1.65	1.60	1.48
150	1.99	1.97	1.95	1.92	1.86	1.80	1.77	1.74	1.70	1.59
200	2.04	2.02	2.01	1.98	1.92	1.87	1.84	1.80	1.77	1.66

방풍벽이 있는 도보교 및 자전거 교량에서는 위 표에 제시된 거스트계수 S_2 와 풍속계수 K_1 에 다음 표(2-4)에 제시된 감소계수를 곱하여 사용하도록 규정하고 있다.

표(2-4) 방풍벽이 있는 도보교 및 자전거 교량에서의 감소계수

height above ground level (m)	reduction factor
5	0.75
10	0.80
15	0.85
20	0.90

활하중이 없는 경우의 교량 경감 지역에서의 최대돌풍속도(maximum wind gust speed, v'_c)는 다음 식으로 구한다.

$$v'_c = v K_1 K_2 \quad (2-15)$$

여기서,

v : 1시간 평균 풍속 (mean hourly wind speed)

K_1 : 재현기간과 관계있는 풍속계수

K_2 : 시간풍속계수 (hourly speed factor)

공칭 횡방향 풍하중 (nominal transverse wind load) P_t (in N)는 적절한 면적의 질량중심에 작용하고 바람의 방향이 바뀌지 않는 조건에서 다음과 같이 구한다.

$$P_t = q A_1 C_D \quad (2-16)$$

여기서,

q : 동력학적 압력수두 (dynamic pressure head, $= 0.613 v_c^2$ in N/m^2 , with v_c in m/s)

A_1 : 바람을 받는 면적(m^2)

C_D : 항력계수

2-6 파랑 이론과 설계파 산정 방법

2-6-1 파랑 이론과 설계파 조건 선정의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)과 BS 6349에서 파랑 이론과 설계파 조건의 주요한 차이는 BS 6349에서는 파랑 조건의 재현 기간과 설계 수명 및 초과확률을 이용하고 설계 파랑 조건을 정하도록 제안하고 있다. 설계 조건의 재현 기간이 비용을 최소화 시키는데 필요한 기간을 초과할 수 있다고 밝히고 있으므로 공사비의 최적화를 위한 설계 조건 규정은 파랑 조건이 설계 조건을 초과하여 발생하는 구조물의 손상 정도를 확신할 수 있을 때만 사용하도록 하고 있다. 불규칙 파의 스펙트럼은 대부분의 경우에 Pierson-Moskowitz 스펙트럼을 사용하도록 하고 있으며, JONSWAP 스펙트럼은 Pierson-Moskowitz 스펙트럼보다 낮은 스펙트럼 피크 주파수를 가진 해역, 즉, $gL_f/U_w^2 > 2.92 \times 10^4$ 인 해역에 적용하도록 권장하고 있다.

2-6-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 해상구조물 설계 시 관심지역의 발생 가능한 최대 해상 상태를 추정하는 것이 필수적이며, 발생 가능한 파랑 추정을 위하여 다음의 두 가지 방법을 제시하고 있다.

첫 번째 방법은 바람을 관측하고 최대 풍속 (high speed wind)을 계산한 후 파랑 사전 예측 기법 (wave forecasting technique)을 이용하는 것이다. 그런 다음 예측된 파고를 외삽 (extrapolation)하면 최대 파랑 조건 (extreme wave condition)을 추정할 수 있으며 항상 관측 데이터와 비교 검토하여야 한다. 이 방법은 심해파 특성을 예측할 수 있게 하며, 그런 다음 천해의 바닥 지형에 의한 굴절과 파랑의 감쇠 등을 고려하여 해안 근처의 파랑 특성을 결정할 수 있게 만든다.

두 번째 방법은 현장에서 관측한 파랑 자료를 외삽 (extrapolation)하면 최대 파랑 조건 (extreme wave condition)을 추정할 수 있으며, 이 방법은 최소 1년간의 관측 자료를 필요로 한다. 바람에 의한 파랑 추정이 가능하고 굴절들의 현상을 파랑 수치모형으로 모의한 추정은 현장 파랑 관측 값으로 보완되어야 하며, 바닥 지형이 복잡한 지형에서는 해안 관측이 필수적이다. 상대적으로 노출된 지역에 큰 배나 구조물이 있는 경우는 현장에서 분단위로 장주기의 관측이 필요하며, 파군과 관련된 장주기파의 운동은 자주 선박이나 구조물의 계류 라인을 파손시키는 원인이 되기 때문이다. 특히, 장주기파가 비선형 효과를 가지면 수치모형의 결과는 부정확해지므로 현장 관측을 통한 예측이 필수적이다. 불규칙파를 이용한 수리모형 실험을 수행 시에는 많은 주의를 필요로 한다.

(1) 파랑의 형태

파랑은 먼 거리까지 에너지를 전파시킬 수 있으나, 물입자 자체는 멀리까지 이동시킬 수 없다. 심해에서 수면에서의 물입자의 이동궤적은 거의 파고와 직경이 비슷한 원운동의 형태를 보이며, 수심에 따라 급격히 감소한다. 천해에서 파랑의 운동은 수심에 의해 감쇄되어 물입자의 궤적은 수면에서는 타원형을 바닥에는 거의 수평운동의 형태를 보인다. 심해에서의 파랑의 형태는 거의 정현파(sinusoidal wave)의 형태를 보이며, 정수면에 대해서 파봉과 파곡이 대칭과 폐합된 물입자 이동궤적의 형태를 보인다. 천해에서는 파봉은 점점 뽀족해지고 파곡은 평평해지는 형태를 보이며, 크노이달파(cnoidal wave)나 고립파(solitary wave)가 정현파(sinusoidal wave)보다 더 잘 맞게 된다. BS 6349에서는 파랑의 특성에 관한 내용은 선형파인 정현파(sinusoidal wave)의 내용만을 언급하고 있으며, 비선형파는 참고 문헌을 참조하도록 규정하고 있다.

(2) 미소진폭파 이론

BS 6349에서도 파랑의 선형적인 특성은 미소진폭파 이론으로 나타내고 있으며, 파랑의 기본적인 특성은 단순파(monochromatic wave)로 설명하고 있다.

가. 파고

파고는 파봉(crest)에서 파곡(trough)까지의 수직거리를 말하며 H 로 표시하고, 심해파고인 경우는 H_0 로 표시한다.

나. 파주기

파주기는 한 점에서 두 개의 연속적인 파봉이 통과할 때까지의 시간이며, T 로 표시한다. 선형 파이론에서 주기는 수심에 독립적인 것으로 가정된다.

다. 파주파수

파주파수는 파주기의 역수이며, f 로 표시한다.

라. 파장

파장은 두 개의 연속적인 파봉사이의 거리이며, L 로 표시한다. 심해 파장인 경우 L_0 로 표시하며, 파장은 파주기와 전파속도(phase velocity, wave celerity)에 따라 변하게 된다.

마. 전파속도

전파속도는 파랑이 전파되는 속도를 말하며 v_c 로 표시하고, 심해인 경우 v_{co} 로 표시한다. 전파속도는 파장과 파주기와 다음의 관계가 있다.

$$v_c = L / T \quad (2-17)$$

선형파이론에서 전파속도는 다음과 같다.

$$v_c = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (2-18)$$

여기서, d 는 정수면에서 측정한 수심
 g 는 중력가속도 ($9.81m/s^2$)

전파속도의 관계로부터 파장은 다음과 같다.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (2-19)$$

$d/L > 0.5$ 인 심해에서의 전파속도와 파장은 다음과 같다.

$$v_{co} = \frac{gT}{2\pi}, \quad L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (2-20)$$

바. 물입자 궤적속도

한 파주기 T 동안의 물입자 궤적의 둘레는 πH_o 이므로 심해 수면에서의 물입자 궤적속도는 $\pi H_o/T$ 가 된다. 물입자 속도 및 가속도는 수면 아래에서 깊이에 따라 감소하고, 수중구조물의 파압 산출 시에 필요하게 된다. 선형파이론에 따른 수면 변위, 물입자 속도 및 가속도는 다음 식으로 표현된다.

$$\begin{aligned} \eta_{(x,t)} &= \frac{H}{2} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\} \\ u &= \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh \{ 2\pi(y+d)/L \}}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\} \\ v &= \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh \{ 2\pi(y+d)/L \}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\} \\ \dot{u} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh \{ 2\pi(y+d)/L \}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\} \\ \dot{v} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh \{ 2\pi(y+d)/L \}}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\} \end{aligned} \quad (2-21)$$

사. 파형 경사

파형 경사는 파고를 파장으로 나눈 값이며, 심해에서의 한계 파고의 존재를 나타낸다. 단일 주기의 최대 전진파의 비선형 수면 조건을 풀어보면 심해에서의 최대 파형경사는 $1/7$ 이 된다.

아. 군파 속도

단일주기의 여러 파가 전파 시 이동 속도는 개별파의 전파속도보다 느리며, 이런 파군의 이동 속도를 군파속도라 하고 에너지의 이동 속도로 알려져 있다. 선형파이론에 의한 군파속도는 다음 식으로 표현된다.

$$v_{cg} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right) v_c \quad (2-22)$$

심해에서는 다음 관계를 가진다.

$$v_{cgo} = \frac{1}{2} v_{co} = \frac{gT}{4\pi} \quad (2-23)$$

(3) 불규칙파의 특성

실제 파랑은 수많은 단일 파랑 성분으로 구성되어 있으며, 각 성분들이 서로 복합될 때 군파속도로 움직이는 고파랑을 형성하게 된다. 그런 성분들의 상호작용 때문에 실제 수면은 매우 불규칙해지고, 실제 불규칙파의 특성은 다음의 매개변수들로 표현된다.

가. 유의 파고

유의 파고 (significant wave height)는 H_s 로 표시되고, 파고가 큰 것으로부터 전체 파랑 갯수의 1/3까지의 파고를 평균한 파고를 말한다. 에너지 스펙트럼을 적분한 0차 모멘트 m_0 와 다음의 관계가 있다.

$$H_s \approx H_{m0} = 4\sqrt{m_0} \quad (2-24)$$

나. 유의 파주기

평균 파주기 T_m 이나 최대 파주기 T_p 이 더 자주 쓰이지만, 유의 파주기 (significant wave period) T_s 는 예전 미국의 방식에서 파고 추정 시에 자주 쓰인다.

다. 영점 교차(zero crossing) 파주기

영점 교차 파주기는 정수면 아래의 파곡과 정수면 위의 파봉을 가진 모든 파들의 평균 주기이며, T_z 로 표시된다.

라. 스펙트럼 밀도

해양에서의 에너지는 수많은 개별파에 의해 이송되고, 다른 주파수들을 가지며 여러 방향으로 전파된다. 스펙트럼 밀도는 주어진 주파수와 방향에서 각 파 성분의 파고를 자승 값을 할당하여 얻어진다. 스펙트럼 밀도는 파주파수와 방향의 함수로 $I(f, \phi)$ 로 표시된다.

마. 1차원 스펙트럼 밀도

제한된 데이터는 전체 방향 스펙트럼 밀도 $I(f, \phi)$ 계산에 필요한 에너지의 방향 분산을 정확히 추정하지 못하게 하고, 한 주파수에서의 에너지가 모든 방향에 관해 더해질 때 $S(f)$ 로 표시되는 1차원 스펙트럼 밀도가 얻어진다.

바. 재현기간과 설계파 조건

파랑 조건이 재현되는 빈도는 종종 재현기간 T_R 로 표시되고, 설계수명 (n)과 재현기간 및 공칭 평균을 초과할 파고의 확률 (P) 사이의 관계는 다음과 같다.

$$T_R = \frac{1}{1 - n \sqrt{\left(1 - \frac{P}{100}\right)}} \quad (2-25)$$

BS 6349에서는 설계 조건의 재현 기간이 비용을 최적화 시키는데 필요한 기간을 초과할 수 있다고 밝히고 있으며, 공사비의 최적화를 위한 설계 조건 규정은 파랑 조건이 설계 조건을 초과하여 발생하는 구조물의 손상 정도를 확신할 수 있을 때만 사용하도록 하고 있다. 사석 경사제의 경우 파랑이 설계 조건을 초과해도 손상이 점진적으로 일어나지만, 직립 호안이나 방파제의 경우는 설계조건을 초과 시 완전 파괴가 발생하기 때문이다. 손상의 결과가 너무 거대해서 매우 낮은 발생확률에도 받아들일 수 없는 구조물의 경우에는 1000년 또는 그 이상의 재현기간을 사용하도록 하고 있다.

사. 불규칙파의 스펙트럼

BS 6349에서는 취송거리(fetch)가 제한된 경우의 파랑 추정에 JONSWAP (joint north sea wave project)을 제안하고 있으며, 스펙트럼 밀도는 다음 식으로 주어진다.

$$S(f) = \frac{k_j g^2}{(2\pi)^4 f^5} \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f_m}{f} \right)^4 \gamma^a \right] \quad (2-26)$$

여기서,

$$k_j = 0.0662/x^{0.2} = 0.033 \left(\frac{(f_m U_w)}{g} \right)^{2/3}$$

$$\gamma = 3.3$$

$$a = \exp \left[-\frac{(f - f_m)^2}{2\omega^2 f_m^2} \right]$$

$$\omega = 0.07 \text{ for } f \leq f_m$$

$$\omega = 0.09 \text{ for } f > f_m$$

$$x = \frac{gL_F}{U_w^2} = \left(\frac{2.84g}{U_w f_m} \right)^{10/3}$$

L_f = the fetch length

U_w = the wind speed 10m above the sea surface

f = the wave frequency

f_m = the frequency at which the peak occurs in the spectrum

$$\text{and equals } 2.84g^{0.7} L_F^{-0.3} U_w^{-0.4}$$

북대서양에서 측정된 자료가 대양에서의 fully developed one-dimensional spectrum을 정의하기 위해 자주 쓰이며, Pierson-Moskowitz 스펙트럼이라고 알려져 있다.

$$S(f) = \frac{k_p g^2}{(2\pi)^4 f^5} \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{f_m}{f} \right)^4 \right] \quad (2-27)$$

여기서,

$$k_p = 0.0081$$

$$f_m = \frac{0.8772g}{2\pi U_{19.5}}$$

$U_{19.5}$ = the wind speed at 19.5m above the sea surface

BS 6349에서는 더 좋은 정보가 없으면 대부분의 경우에 Pierson-Moskowitz 스펙트럼을 사용하도록 하고 있으며, JONSWAP 스펙트럼은 Pierson-Moskowitz 스펙트럼보다 낮은 스펙트럼 피크 주파수를 가진 해역, 즉, $gL_f/U_w^2 > 2.92 \times 10^4$ 인 해역에 적용하도록 권장하고 있다.

2-7 파랑의 수리학적 특성

2-7-1 파랑의 수리학적 특성의 차이

BS 6349에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비슷하게 쇄파, 처오름, 파의 전달, 월파 등을 간략히 규정하고 있으나, manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering (CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 경사식 방파제 및 호안에 중점을 두고 전혀 다른 형태의 설계 공식을 제시하고 있다. CIRIA/CUR에서는 사면의 쇄파형태를 규정하고, 처오름과 월파랑도 간단한 경험식으로 계산하도록 하였지만, 항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 쇄파대의 위치에 따라 쇄파를 판별하게 하였고, 처오름이나 월파랑도 도표에서 찾도록 하여 도표에 제시된 조건과 다른 경우 제척고 결정 및 월파랑 산정이 매우 어려운 단점이 있다. 경사식 방파제나 호안의 수리학적 특성은 최신 연구를 반영한 CIRIA/CUR의 공식들을 적용 시 설계가 매우 간단해지는 장점이 있으며, 이러한 공식들은 다양한 조건에서의 수리모형실험을 통해 검증할 필요가 있다.

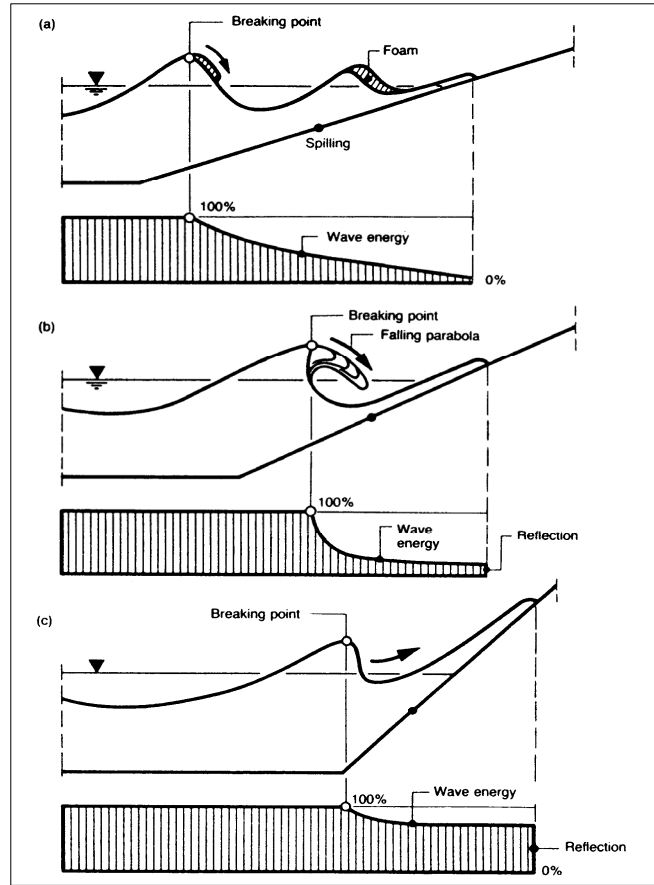
2-7-2 BS 6349 및 CIRIA/CUR

BS 6349에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비슷하게 쇄파, 처오름, 파의 전달, 월파 등을 간략히 규정하고 있으며, 수리모형 실험에 의해 산정하기를 권장하고 있다. 그러나 manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 경사식 방파제 및 호안에 중점을 두고 수십 년 동안의 연구결과를 바탕으로 전혀 다른 형태의 설계 공식을 제시하고 있다. 본 보고서에서는 내용이 비슷한 BS 6349의 내용 보다는 manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(이후 CIRIA/CUR)의 설계 방법들을 중심으로 항만 및 어항 설계기준과의 차이를 비교하고자 한다.

(1) 쇄파

CIRIA/CUR에서는 자연 해변에서 발생하는 쇄파 보다는 사면에서 발생하는 쇄파의 형태에 더 주목하여 구조물 설계 시 쇄파의 형태에 따라 필요한 사석 중량 산정식을 사용하도록 권장하고 있다. 파랑에 의해 사면에 작용하는 힘은 사면에 수직하게 충격력으로 작용하는 파압(wave pressure)과 파의 처오름(run-up) 및 처내림(run-down)의 유속으로 인한 전단력(shear force)으로 구분될 수 있다. 경사제의 사면에서는 이러한 충격력과 전단력의 연속적인 작용으로 인해 사석이나 콘크리트 블록의 유실이 발생되며, 이와 같은 사면 보호공의 유실은 특히 정수면 주위에서 가장 잘 일어난다. 경사제는 사석이나 콘크리트 블록이 유실되기 시작하면 파압이 유실된 부분에 집중되므로 피해가 급속히 확산되는 경향이 있으며, 이것은 사면위에서 발생하는 쇄파(wave breaking)의 형태 및 크기와 밀접한 관련이 있다.

쇄파는 파봉(wave crest)부근의 물입자 속도(particle velocity)가 파속(wave celerity)보다 크게 되어 물입자가 파면보다 앞으로 튀어나가기 때문에 발생하는 현상이다. 쇄파는 파형경사(wave steepness), 해저경사(bottom slope), 수심(water depth), 사면의 형태 및 피복공의 종류에 따라 다르게 결정되며, 사면에서 발생하는 쇄파의 형태는 경사제의 안정문제에 있어서 매우 중요하다. 쇄파는 그림(2-7)에서 보는 바와 같이 붕괴파(spilling breaker), 권파(plunging breaker) 및 쇄기파(surging breaker)의 세 가지 형태로 구분될 수 있는데, 이는 Iribarren수(Iribarren Number)라는 무차원 쇄파계수(surf similarity, ξ_m)로 특성화될 수 있다.



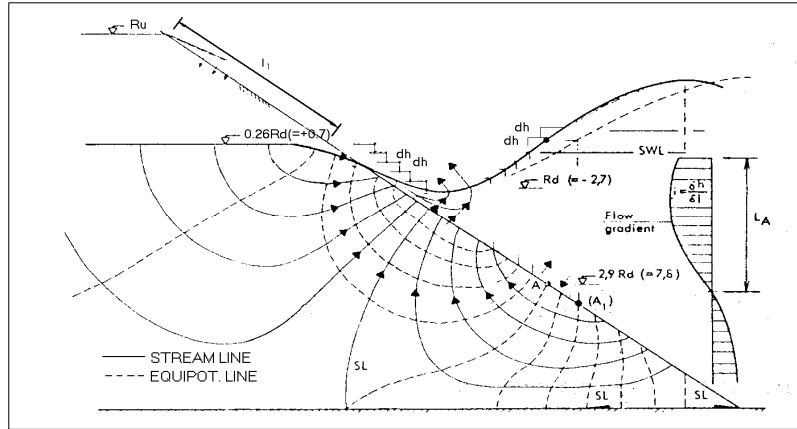
그림(2-7) 경사면에서의 쇄파의 형태;

(a) 붓괴파, (b) 권파, (c) 쇄기파

$$\xi_m = \tan \alpha / \sqrt{s} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / (g T_m^2)} \quad (2-28)$$

여기서, α 는 구조물의 경사각, s 는 파형경사, H_s 는 유의파고, T_m 은 평균파 주기이다.

경사제의 안정에 가장 악영향을 미치는 쇄파의 형태는 권파와 collapsing wave가 동시에 발생하는 경우이며, 그림(2-8)의 유선망에서 알 수 있듯이 체체의 투수성으로 인해 유출은 강한 수직력을 일으키는 처내림의 가장 낮은 높이에 집중하게 되므로 사면에 평행한 전단력은 최소가 되지만, 사면에 수직인 유출력은 최대가 된다. 이때 하강류(downward flow)의 주기가 다시 입사하는 입사파의 주기와 일치하게 되면 매우 위험한 증폭현상이 발생하는데, 이것을 공진(resonance)이라 한다.



그림(2-8) 하강류 시 제체의 유선망과 유출의 형태

collapsing breaker와 권파가 함께 존재하는 쇄파는 ξ 값이 2.5 정도에서 발생하며(Brunn, 1976), 파랑의 내습에 의한 최대압력(maximum pressure)과 제체내로의 물의 흡입에 의한 최소양력(minimum uplift by suction)은 같은 ξ 값에서 발생하므로 공진현상을 피하는 설계가 반드시 필요하다. 각각의 구조물에서 발생하는 쇄파의 형태가 권파인지 쇄기파인지를 구분하기 위한 한계쇄파계수(critical surf similarity)는 다음과 같이 정의된다.

$$\xi_{mc} = [6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad (2-29)$$

여기서, P 는 Van der Meer에 의해 정의된 공칭투수계수(nominal permeability factor)이며, α 는 구조물의 경사각이다. 평균 파주기를 이용한 쇄파계수 ξ_m 이 한계쇄파계수 ξ_{mc} 보다 작으면 쇄파의 형태는 권파가 되고, 쇄파계수 ξ_m 이 한계쇄파계수 ξ_{mc} 보다 크면 쇄파의 형태는 물이 오르락내리락 하는 쇄기파가 된다.

(2) 파의 처오름

파의 처오름 높이(R_u)의 예측은 모형실험에 의한 단순 경험식에 기초하여 산정되며, 매끄러운 사면(smooth slope), 거친 비다공성 사면(rough non-porous slope), 거친 다공성 사면(rough porous slope)에 따라 나누어서 적용한다. 처오름의 확률적 분포는 Rayleigh 분포를 사용하여 파고 $H_{2\%}$ 에 대한 처오름($R_{u2\%}$)과 유의파 H_s 의 처오름(R_{us}) 사이의 관계는 다음과 같다.

$$R_{u2\%} = 1.4 R_{us} \quad (2-30)$$

대부분의 경우에 사석경사면(rubble mound slope)은 등가의 매끄러운 경사면이나 비다공성 경사면보다 상당히 많은 파 에너지를 분산시키기 때문에 처오름 높이는 낮아진다. 이러한 처오름의 감소는 보호층, 필터, 하부층의 침투에 영향을 받고, 파형경사와 주기도 영향을 받는다.

불투수성 코어를 가진 사석경사면의 경우는 투수계수 P 는 0.1이 사용되고, 투수성이 매우 좋은 사석경사면의 경우는 투수계수 $P=0.4 \sim 0.6$ 가 권장되며, 다음 식에 의해 계산된다(Van der Meer, 1988).

$$R_{ux}/H_s = a \xi_m \quad \text{for } \xi_m < 1.5 \quad (2-31)$$

$$R_{ux}/H_s = b \xi_m^c \quad \text{for } \xi_m > 1.5 \quad (2-32)$$

투수성이 매우 좋은 구조물 ($P > 4$)에 대한 치오름은 최대치로 제한된다.

$$R_{ux}/H_s = d \quad (2-33)$$

계수 a, b, c, d 는 치오름 높이 $R_{u0.1\%}, R_{u1\%}, R_{u2\%}, R_{u10\%}$, 유의파의 치오름 높이 R_{us} , 평균 치오름 높이 $R_{u\text{mean}}$ 에 대하여 구해지며 각 계수는 표(2-5)에 나타나 있다.

표(2-5) 적용과고에 따른 계수 값

run-up level	a	b	c	d
0.1%	1.12	1.34	0.55	2.58
1%	1.01	1.24	0.48	2.15
2%	0.96	1.17	0.46	1.97
5%	0.86	1.05	0.44	1.68
10%	0.77	0.94	0.42	1.45
유의파	0.72	0.88	0.41	1.35
mean	0.47	0.60	0.34	0.82

(3) 월과량

Owen(1980)은 불규칙파 실험결과에 기초한 무차원 월과량(dimensionless overtopping rates) Q_m^* 을 이용하여 $\text{m}^3/\text{sec} \cdot \text{m}$ 로 표시되는 단위폭당 평균월과량 \bar{Q} 를 구하는 방법을 제시하였고, 평균월과량 \bar{Q} 가 허용치를 넘지 않게 설계하도록 제안하였다. 예측공식은 여유고와 설계과고의 비인 상대여유고(relative freeboard) R_c/H_s 을 이용하여 무차원 월과량 Q_m^* 을 구하도록 하였으며, 평탄하거나 소단(berm)을 가진 매끄러운 경사면에서의 월과량공식은 다음과 같다.

$$R_m^* = R_c/H_s \times \sqrt{s_m/2\pi} \quad (2-34)$$

$$Q_m^* = a \exp(-b R_m^*/r) \quad (2-35)$$

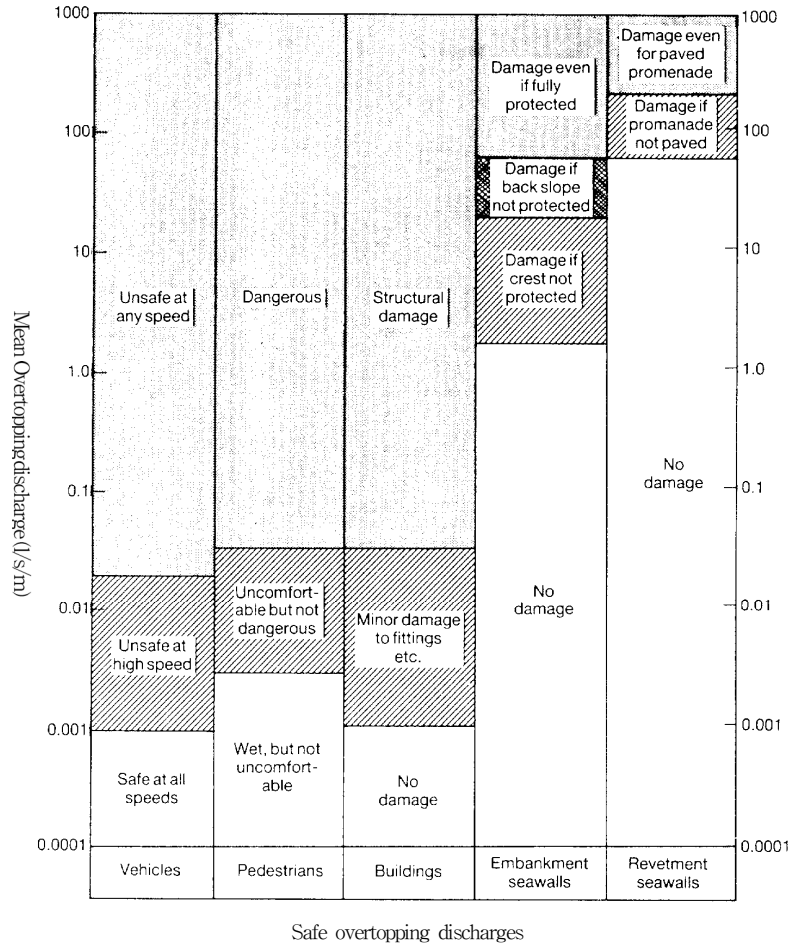
$$\bar{Q} = \frac{Q_m^*}{\sqrt{s/2\pi}} \sqrt{gH_s^3} \quad (2-36)$$

여기서, R_c 는 여유고, H_s 는 유의파고(significant wave height), r 은 치오름 감소 계수(run-up reduction factor) 또는 조도조정계수, s_m 은 파형경사이며, 사면의 경사에 따른 계수 a, b 는 실험 결과에 의해 표(2-6)에 제시되어 있다.

표(2-6) 사면의 경사에 따른 계수 a, b

사면경사	a	b
1 : 1.0	0.00794	20.12
1 : 1.5	0.01020	20.12
1 : 2.0	0.01250	22.06
1 : 3.0	0.01630	31.90
1 : 4.0	0.01920	46.96
1 : 5.0	0.02500	65.20

Owen(1980)은 식(2-34)~식(2-36)에 SPM에 제시된 조도감소계수(roughness reduction factor)를 도입하여 거친 비다공성 경사면의 월파량 계산에 사용하도록 권장하였으며, 이것은 사석보호사면의 월파량 추정에 보편적인 결과를 준다. 각 구조물에 따른 허용 월파량은 그림(2-9)에 잘 나타나 있다. 단위폭당 평균 월파량의 단위는 liter/s/m 이다.



그림(2-9) 월파량의 허용 한계(CIRIA/CUR)

(4) 전달 파괴

Van der Meer는 Seelig(1980)의 연구를 재고찰하여 상대여유고 R_c/H_s 에 관련된 전달계수 C_t 를 도입하여 전달파고를 구하였다. 상대여유고의 범위에 따른 전달계수 C_t 는 다음 식과 같다.

$$-2.00 < R_c/H_s < -1.13 \quad \text{for } C_t = 0.80 \quad (2-37)$$

$$-1.13 < R_c/H_s < 1.2 \quad \text{for } C_t = 0.46 - 0.3R_c/H_s \quad (2-38)$$

$$1.2 < R_c/H_s < 2.0 \quad \text{for } C_t = 0.10 \quad (2-39)$$

여기서, R_c 는 여유고이다.

2-8 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식

2-8-1 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식의 차이

항만 및 어항 설계기준 (2005)에서는 경사면의 피복석 또는 블록의 안정질량 산정식으로 Hudson 식과 수정 Van der Meer식을 제공하고 있으며, BS 6349, manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering, shore protection manual과 coastal engineering manual과는 달리 Hudson식에서 방파제 제두부에서는 무조건 제간부의 안정질량의 1.5배를 쓰도록 규정하고 있다. 피복석이나 콘크리트 블록의 종류, 거치 방법, 공극률, 상호 결속 효과(interlocking effect), 사면 경사, 시공 방법 등의 고려 없이 무조건 질량을 1.5배 증가시키는 것은 공사비의 증가와 시공의 어려움을 초래할 수 있으므로 제두부에 대한 수많은 수리모형 실험 연구를 통해 적절한 안정계수의 제시나 질량 증가율을 제시할 필요가 있다. 또한, 항만 및 어항 설계기준에 제시된 수정 Van der Meer식은 Van der Meer 원식과 달리 H_s 나 $H_{2\%}$ 가 아닌 $H_{1/20}$ 을 사용하도록 규정하고 있다. 항만 및 어항 설계기준에 제시된 수정 Van der Meer식은 Van Gent 식(2005)과 설계파고 H_s 인 점과 계수 값의 차이를 빼면 거의 흡사하며, 이 식에 대한 철저한 검증 없이 일본의 항만의 시설의 기술상의 기준·동해설의 기준(1999)의 내용을 그대로 차용하는 것은 큰 문제가 될 수 있으므로 수많은 수리모형실험 연구를 통해 Van der Meer 원식, 수정 Van der Meer식 및 Van Gent식의 특성과 차이를 분석하고 장점만을 취해서 설계의 기준으로 삼을 필요가 있다고 판단된다.

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA/CUR, 2007)에서는 잠제 및 낮은 천단 구조물의 소요 질량 산정식을 제시하고 있으며, 전면 사면을 지지하는 소단(toe apron)의 소요 질량 산정식도 제시하고 있다.

2-8-2 CIRIA/CUR (1991)

manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR SP 83, 1991)에서는 사석 안정 중량 산정식으로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식이 제시되었다.

(1) Hudson 공식

Hudson 공식의 원식은 다음과 같다.

$$W = \frac{\rho_r g H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (2-40)$$

여기서,

- ρ_r : 피복재의 단위밀도 (density of armor unit)
- H : 설계파고 (design wave height)
- $\Delta = (\rho_{ssd}/\rho_w) - 1$: 상대 부력 밀도(relative buoyant density)
- α : 사면의 경사각 (angle of slope)
- K_D : 안정계수 (stability coefficient)

K_D 는 다른 모든 변수들을 고려한 안정계수이며, K_D 값은 피복재가 거치되어 5%의 이탈이 일어날 수 있는 무손상 (no damage) 조건에 일치하는 값이다. shore protection manual 1973년 판은

방파제 제간부에서 거칠고 각이 진 사석의 2층 피복 시 K_D 값을 다음과 같이 제시하고 있다.

$$K_D = 3.5 \text{ for breaking waves}$$

$$K_D = 4.0 \text{ for non-breaking waves}$$

쇄파 및 비쇄파의 정의는 사면상에서의 권파(plunging wave)와 쇄기파(surging wave)의 정의와는 다르며, 식 (2-40)에서의 쇄파는 구조물 전면의 전빈(foreshore) 때문에 파가 부서지는 것을 의미하며, 구조물 자체의 사면경사 때문에 발생하는 쇄파를 의미하는 것은 아니다. 원래 Hudson식은 불규칙파로 실험한 것이 아니므로, 식 (2-40)에는 설계파고로 H_s 가 제안되었으나, shore protection manual 1984년 판에서는 $H_{1/10}$ 을 권장하고 있다. 또한, 위의 사석 2층 피복한 쇄파시의 K_D 값도 3.5에서 2.0으로 감소하였다. 이 두 가지 변화의 영향은 필요 사석 중량이 약 3.5 배로 증가한 것과 동등하며, 매우 안전하게 설계하도록 변경한 것이다.

$K_D \cot \alpha$ 의 사용이 항상 사면 경사각의 효과를 잘 표현하는 것은 아니며, $K_D \cot \alpha$ 없이 공칭 직경과 같은 사석 크기의 항으로 된 단순 안정수로 정의하는 것은 더 편리하다. 안정수와 허드슨식의 K_D 계수 사이의 관계는 다음과 같다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = N_s = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (2-41)$$

(2) Van der Meer식

Thomson과 Shuttler(1975)의 연구를 바탕으로 Delft 수리연구소에서는 다양한 파랑조건(wave condition)과 코어 및 하부층(underlayer)의 투수성을 고려한 수리모형실험이 Van der Meer(1988)에 의해 수행되었다. Van der Meer는 기존의 연구결과와 실험결과를 이용하여 권파와 쇄기파에 대해 구분해서 적용하고 투수성을 종합적으로 고려하는 안정공식을 발표하였다.

① 심해 조건

심해조건(deepwater condition)에서 사면에 발생하는 쇄파의 형태가 권파(plunging wave)일 경우에 안정공식은 다음과 같다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (2-42)$$

여기서,

P : 공칭투수계수(permeability)

S_d : 피해 정도(damage level)

N : 파의 수(the number of waves)

ξ_m : 쇄파계수(surf similarity)

쇄기파(surging wave)의 경우는 다음의 안정공식을 사용하여 보호재의 공칭직경(nominal diameter)을 구한다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (2-43)$$

여기서, α 는 구조물의 경사각이다.

권파(plunging)에서 쇄기파(surging)로의 천이 시 사용하는 쇄파계수의 한계치는 다음과 같이 구한다.

$$\xi_{mc} = [6.2P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha}]^{1/(P+0.5)} \quad (2-44)$$

식 (2-42)과 식 (2-43)에서 계수 1.0과 6.2는 사면에서의 쇄파의 형태에 따른 계수이다. 사면의 경사가 $\cot\alpha \geq 4.0$ 이면, 권파에서 쇄기파로의 천이(transition)는 발생하지 않으므로 식 (2-42)을 적용할 수 있으며, 투수계수 P 의 범위는 0.1~0.6이다.

② 천해 조건

Van der Meer는 1:30 경사의 천해(shallow water)에서 폭 넓은 조건에 대한 수리모형실험으로 유의파(H_s)보다는 $H_{2\%}$ 가 설계조건에 더 부합됨을 보였고, 파고분포는 Rayleigh 분포를 이용하여 식 (2-42)와 식 (2-43)을 재정리하였다.

권파와 쇄기파에 대한 안정공식은 각각 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 8.7 P^{0.18} (S_d/\sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \text{ 권파시} \quad (2-45)$$

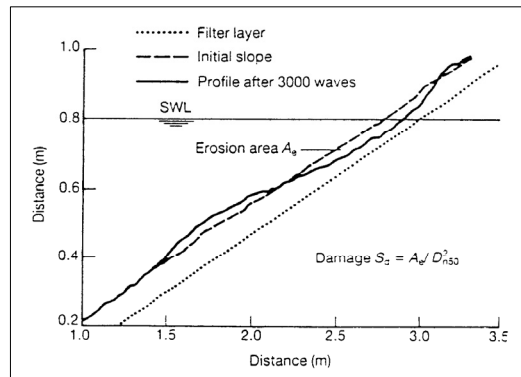
$$H_{2\%}/\Delta D_{n50} = 1.4 P^{-0.13} (S_d/\sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\tan\alpha} \xi_m^P \text{ 쇄기파시} \quad (2-46)$$

식 (2-45)과 식 (2-46)은 수심이 제한된 상태(depth limited situation)의 효과를 고려할 수 있지만, CIRIA/CUR에서는 설계를 위한 안전한 접근법(safe approach)으로 식 (2-42)과 식 (2-43)의 적용을 추천하고 있다. 그 경우 쇄파로 인한 파고 초과 곡선의 절삭분은 고려되지 않으므로, 더 안전하다고 할 수 있다. 실제 파고분포가 $H_{2\%}/H_s=1.4$ 로 표현되는 Rayleigh 분포일 경우에 식 (2-42)과 식 (2-43)은 식 (2-45) 및 식 (2-46)과 같다. 수심이 제한된 상태에서 $H_{2\%}/H_s$ 는 작아질 것이고, 정확한 설계를 위해서는 설계 해역의 정확한 파고분포를 알아야 한다.

무차원 손상레벨 S_d 는 식 (2-47)과 같이 정의되며, 그림(2-10)에서와 같이 정수면 위로는 퇴적(deposition)이 일어나고 정수면 부근에서는 침식(erosion)이 발생한다.

$$S_d = A_e / D_{n50}^2 \quad (2-47)$$

여기서, A_e 는 수면 주위의 침식된 면적(m^2)이다.



그림(2-10) 정수면 주위에서의 손상의 정의

S_d 의 물리적 표현은 침식된 면적을 $1D_{n50}$ 의 길이와 $1D_{n50}$ 의 폭을 가진 면적으로 나눈 숫자이며, 또 다른 표현은 종방향으로 D_{n50} 의 넓은 띠에서 D_{n50} 의 길이를 가진 입면체가 침식된 숫자이다. S_d 의 허용한계는 주로 경사각에 좌우되고 사면에 따른 허용한계는 표(2-7)에 제시되어 있다. 초기피해는 Hudson 공식에서 0~5%의 손상을 받는 경우와 같으며, 붕괴(failure)는 필터층(filter layer)의 노출로 정의된다.

표(2-7) 사석방파제의 경사에 따른 손상의 정의

slope	initial damage	intermediate damage	failure
1 : 1.5	2	3 - 5	8
1 : 2.0	2	4 - 6	8
1 : 3.0	2	6 - 9	12
1 : 4.0	3	8 - 12	17
1 : 6.0	3	8 - 12	17

(3) 콘크리트 블록에 관한 Van der Meer식

전통적인 2층적 피복 블록은 수 년 동안 인기리에 사용되어 왔으며, 블록의 형상에 따라 크거나 작은 interlocking 효과를 가진다. 콘크리트 블록 피복층의 안정성은 개별 블록의 안정성에 좌우되며, 손상이 시작되면 파고가 증가함에 따라 손상이 급격히 증가한다. 대형 블록의 문제점은 블록의 높은 국부 응력 때문에 거치나 흔들림에 의해 블록의 파단이 발생하고 구조물의 피해를 일으킨다. dolosse나 tetrapod같은 블록은 크기가 매우 클 때 상대적으로 가는 다리로 인해 파괴에 매우 민감해진다. 2층적 피복 블록의 경우 한계 파괴는 두 피복층이 이탈되고 하부층이 침식될 때 발생한다. accropode, core-loc 및 xbloc같은 1층적 피복 블록들은 주어진 거치 격자나 밀도에 의해 쌓여지며, 어떤 줄의 좌표는 정해지지만 어떤 줄은 난적으로 쌓게 된다. 파랑 입사 시 1층적 블록들의 거동은 전통적인 2층적 블록과는 다르며, 시공 후 초기 파랑 입사 시에 블록층은 침하가 일어나서 인접 블록간의 접촉이 증가하게 되며, 증가된 interlocking은 후에 더 큰 파랑이 입사 시에도 안정성을 확보하게 된다. 1층적 피복 블록은 2층적 피복 블록과는 달리, 손상이 시작된 후 하부층이 파랑 하중에 더 잘 노출되게 되고 블록이 갑작스럽게 부서지거나 쪼개지는 파괴 양상을 보인다.

1층적 피복 블록은 거의 손상이 없도록 설계되어야 하며, 심지어 5% 정도의 작은 손상도 허용되지 않는다. 설계 기간 발생하는 고파랑에 대해 기능 유지를 보증하기 위해서 1층적 피복 블록은 상대적으로 더 큰 설계 안정 계수, 예를 들어 K_D 나 $H_s/\Delta D_{n50}$ 를 가져야 한다. 설계 기간 동안 손상이 발생하지 않거나 미소한 흔들림만이 허용되므로, 설계파고를 약 20% 증가시킨 하중에도 충분히 견뎌야 한다. 이것은 2층적 블록이 설계 파고 이상의 파랑이 입사 시 쉽게 파괴되는 것에 비해 안전율에 여유가 있어 장점이 된다.

콘크리트 보호층의 피해는 피해수 N_d 와 N_{od} 로 정의되는데, N_d 는 블록의 공칭직경 D_n 의 사면 폭의 띠에서 이탈한 블록의 개수를 말하며, N_{od} 는 설계 조위 $\pm 1.5H_d$ 범위의 전체 블록 갯수에서 이탈한 블록의 백분율로 나타낸다. 예를 들어 폭 D_n 의 사면의 길이가 $20D_n$ 인 경우의 N_d 가 0.5이면 $N_{od} = 0.5/20 \times 100\% = 2.5\%$ 가 되며, 10개의 블록이 쌓인 더 짧은 사면인 경우에는 5%의

손상이 된다.

콘크리트 블록에서의 공칭직경 D_n 은 표(2-8)과 같이 정의되며, 피해수 N_d 와 N_{od} 의 전형적인 값은 표(2-9)에 제시되어 있다.

표(2-8) 콘크리트 블록에서 공칭직경의 정의

cube	$D_n =$ 입면체의 측면
tetrapod	$D_n = 0.65 D$ (D 는 T.T.P.의 높이)
accropode	$D_n = 0.7 D$

표(2-9) 콘크리트 블록의 피해수 N_d 와 N_{od}

Armour type	Damage number	Damage level		
		Start of damage	Intermediate damage	Failure
Cube	N_{od}	0.2 - 0.5	1	2
Tetrapod		0.2 - 0.5	1	1 - 5
Accropode		0	-	> 0.5
Cube	N_d	-	4 %	-
Dolos		0 - 2 %	-	≥ 15 %
Accropode		0 %	1 - 5 %	≥ 10 %

경사식 방파제의 콘크리트 블록의 소요 질량 산정식은 Van der Meer(1988)가 사석보호공의 안정성에 관해 발견된 지배 매개변수들에 기초하여 콘크리트 보호재에 대한 실험을 수행하였으나, 각 보호재에 대해서 한 가지 단면에 대해서만 수행하였기 때문에 경사각과 쇄파계수는 안정공식에는 언급되지 않았고, 투수계수 P 는 0.4를 사용하였다. 일반적으로 입방체(cubes)와 T.T.P.는 1:1.5의 경사로 시공되며, accropode는 1:1.33의 경사로 거치된다.

Van der Meer(1988a)에 의해 유도된 surf similarity가 $3 < \xi_m < 6$ 인 범위의 사면 경사 1:1.5의 2층적 cube의 안정 공식은 피해의 정도 N_{od} , 파의 수 N , 파의 경사 s_m 의 매개변수로 표현되며 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0) s_{om}^{-0.1} \quad \text{for cube} \quad (2-48)$$

여기서,

s_{om} : 가상 파경사(fictitious wave steepness) $s_{om} = 2\pi H_s / (g T_m^2)$

T_m : 평균 파주기

Van der Meer(1988a)가 제시한 surf similarity가 $3.5 < \xi_m < 6$ 인 범위의 사면 경사 1:1.5의 2층적 tetrapods의 안정 공식은 비쇄파 심해 조건($h > 3H_{s\text{toe}}$)에서 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad \text{for surging wave} \quad (2-49)$$

De Jong(1996)은 tetrapods의 많은 데이터를 분석하여 사석 보호층에서 사면에서의 쇄파의 형태가 쇄기파(surging wave)에서 권파(plunging wave)로의 천이(transition)를 발견하고 권파(plunging wave)에 관한 안정 공식을 제시하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(8.6 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 3.94 \right) s_{om}^{0.2} \quad \text{for plunging wave} \quad (2-50)$$

위 식은 비월파 구조물의 안정공식이며, De Jong(1996)은 tetrapods의 안정성에 천단고와 충전 밀도 ϕ (packing density)의 영향을 조사하여 식 (9-14)에 천단고가 낮은 경우에 안정성이 증가하는 항을 추가한 식을 제안하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(8.6 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 3.94 \right) s_{om}^{0.2} \left(1 + 0.17 \exp \left(-0.61 \frac{R_c}{D_n} \right) \right) \quad (2-51)$$

Burcharth and Liu(1993)은 사면 경사 1:1.5의 비월파 조건에서 Dolosse에 대한 안정 공식을 제시하였다.(with: $0.32 < r < 0.42$; $0.61 < \phi < 1$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (17 - 26r) \phi^{2/3} N_{od}^{1/3} N^{-0.1} \quad (2-52)$$

여기서,

r : waist ratio ($r = 0.34 \left(\frac{M}{20} \right)^{1/6}$, M은 블록 질량(t))

N : 파의 개수(the number of waves)이며 $N \geq 3000$ 이면 $N = 3000$ 이다.

Holtzhausen(1996)은 충전 밀도 ϕ (packing density)가 $0.83 < \phi < 1.15$ 의 범위에서 Dolosse의 피해수 N_{od} 에 관한 식을 제시하였다.

$$N_{od} = 6.95 \times 10^{-5} \left(\frac{H_s}{\Delta^{0.75} D_n} \right)^7 \phi^{1.51} \quad (2-53)$$

accropode에서는 공극이 매우 커서 내습파의 에너지를 많이 분산시키므로 파의 갯수와 파의 주기는 안정성에 크게 영향을 미치지 못하고, 1개 층만을 거치하므로 손상이 없을 때와 파괴가 일어날 때의 기준은 거의 비슷하여 안정성은 다음 두 개의 단순한 공식으로 표현된다.

$$H_s / \Delta D_n = 3.7 \quad (\text{초기손상 } N_{od} = 0) \quad (2-54)$$

$$H_s / \Delta D_n = 4.1 \quad (\text{파괴 } N_{od} > 0.5) \quad (2-55)$$

최근에 개발된 core-loc과 xbloc은 accropodes와 매우 비슷한 거동을 보이며, 수리모형 실험에서 core-loc은 accropodes 보다 좋은 수리학적 안정성을 보이거나 core-loc과 xbloc의 권장 안정계수는 accropodes와 비슷하다. 표(2-10)에 콘크리트 블록의 안정계수 값이 제시되어 있으며, accropodes, core-loc 및 xbloc의 팔호안의 값은 Hudson공식의 K_D 값이다.

Delft 수리연구소에서는 Van der Meer의 연구를 근간으로 방파제 설계 프로그램인 BREAKWAT(1992)을 개발하였으며, 이 프로그램은 파랑의 처오름, 사석중량, 주어진 입사파 조건에서 사면의 피해정도 및 피해형상(profile figure), 소단의 안정성, 파의 전달, 암초 방파제(reef breakwater), 정적 안정 저천단 방파제(statically stable low-crest breakwater), 수중 방파제(잠제, submerged breakwater) 및 동적 안정 소단 방파제(dynamically stable berm breakwater)의 안정성 및 입사파 조건에서 사면의 변화형상 등을 해석할 수 있다.

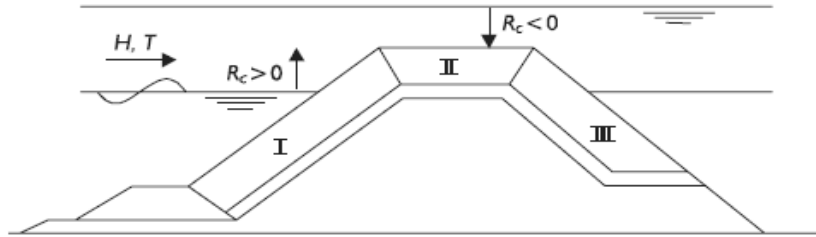
표(2-10) 콘크리트 블록의 수리학적 안정성($H_s/\Delta D_n$)

Amour Type	Damage Level	Stability number $H_s/\Delta D_n$				Reference / remarks	
		Trunk		Head			
		Non-breaking waves	Breaking waves	Non-breaking waves	Breaking waves		
Cube (2 layers)	0%	1.8-2.0		-		Brorsen et al(1975) slope: 1:1.5 and 1:2	
	4%	2.3-2.6		-			
	0%($N_{od} - 0$)	1.5-1.7		-		Van der Meer (1988a) ¹ slope: 1:1.5	
	5%($N_{od} - 0.5$)	2.0-2.4		-			
	< 5%	2.2	2.1	1.95	-	SPM(CERC, 1984)	slope: 1:1.5
		2.45	2.35	2.15	-		slope: 1:2
		2.8	2.7	2.5	-		slope: 1:3
Cube ²³ (1 layers)	0%($N_{od} - 0$)	2.2-2.3		-		Van Gent et al(2000)	
Tetrapod	0%($N_{od} - 0$)	1.7-2.0		-		Van der Meer (1988a) ¹ slope: 1:1.5	
	5%($N_{od} - 0.5$)	2.3-2.9		-			
	< 5%	2.3	2.2	2.1	1.95	SPM(CERC, 1984)	slope: 1:1.5
		2.5	2.4	2.2	2.1		slope: 1:2
		2.9	2.75	2.3	2.2		slope: 1:3
Dolos	2%($N_{od} - 0.3$)	2.7(r-0.32) ⁴		-		Burcharth and Liu(1993) ⁵ slope: 1:1.5	
		2.5(r-0.34) ⁴		-			
		2.4(r-0.36) ⁴		-			
	< 5%($N_{od} - 0.4$)	3.2(r-0.32) ⁴		-		Holtzhausen(1996) ⁶	
Accropode	0%($N_{od} - 0$)	2.75(15)	2.5(12)	2.5(11.5)	2.3(9.5)	Sogreah(2000) ⁷⁸	
Core-loc	0%($N_{od} - 0$)	2.8(16.0)		2.6(13.0)		Melby and Turk(1997) ⁷⁸	
Xbloc	0%($N_{od} - 0$)	2.8(16.0)		2.6(13.0)		DMC(2003) ⁷⁸	

2-8-3 잠제 및 낮은 천단 경사제사석의 소요 질량산정식(CIRIA/CUR)

낮은 천단 구조물은 정수면으로부터의 구조물의 천단고(여유고, free board)에 의해 다음과 같이 구분되며, 천단고에 대한 정의와 전면 사면(I), 천단(II) 및 후면 사면(III)이 구분되어 있다.

- 정수면 위로 천단고를 가진 돌출 구조물(낮은 천단 구조물, emergent structures): $R_c > 0$
- 정수면 아래로 천단고를 가진 수중 구조물(잠제, submerged structures): $R_c < 0$



그림(2-11) 천단고의 정의와 사면의 구분 개념도

설계조위의 변화에 따라 위의 구분은 때로는 낮은 천단구조물이 될 수도 잠제가 될 수도 있다. 이런 변이 구간($R_c \approx 0$)에 대한 소요 사석 질량 산정이 가능하지만, 모든 공식이 같은 사석 크기를 도출하지는 않으므로 좀 더 보수적인 결과를 채택하도록 권장하고 있다.

낮은 천단 구조물은 방파제 너머로 파의 에너지를 일부 통과시키기 때문에 전면 사면의 소요 사석 질량은 비월파 구조물의 경우보다 작아질 수 있다. 잠제는 천단이 수중에 있지만 천단의 수심에 따라 쇄파 발생에 의해 사석의 안정성이 영향 받을 수 있다. 잠제는 거의 모든 파를 월파시키고, 잠제의 천단 수심이 증가함에 따라 사석의 안정성은 크게 증가한다. 비월파 구조물의 경우 파랑은 주로 전면 사면의 안정성에 영향을 미치지만 월파 구조물의 경우는 전면 사면뿐만 아니라 천단과 후면 사면의 안정성에 영향을 미친다. 그러므로 천단 및 후면 사면의 사석은 월파 구조물의 경우가 더 위험한 경우가 된다.

Powell과 Allsop(1985)은 낮은 천단 구조물에 대한 Allsop의 데이터를 분석하여 사석의 안정수 $N_s = H_s/(\Delta D_{n50})$, 구조역학적 및 수리학적 매개변수와 N_{od}/N_a 로 표현되는 손상 정도사이의 관계식을 다음 식으로 제안하였다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_{op}^{1/3}}{b} \ln \left(\frac{1}{a} \frac{N_{od}}{N_a} \right) \quad (2-56)$$

여기서, a 와 b 는 경험 계수이며, N_{od} 와 N_a 는 사면에서 폭 D_{n50} 당 이탈된 사석의 수와 같은 면적에서 전체 사석수를 말한다. 구조물 전면 수심 h 에 대한 상대 여유고 R_c/h 에 따른 경험 계수 a 와 b 는 다음 표(2-11)에 제시되어 있다.

표(2-11) 상대 여유고에 따른 경험 계수 a 와 b

R_c/h	a	b	$s_{op} = H_s/L_{op}^*)$
0.29	0.07×10^{-4}	1.66	< 0.03
0.39	0.18×10^{-4}	1.58	< 0.03
0.57	0.09×10^{-4}	1.92	< 0.03
0.38	0.57×10^{-4}	1.07	< 0.03

여기서, s_{op} 는 T_p 에 기초한 가상 파경사(fictitious wave steepness)이다. $s_{op} = 2\pi H_s / (g T_p^2)$

낮은 천단 구조물의 전면 사면의 사석 소요 질량식은 비월파 구조물의 안정식에 공칭직경의 감소 계수를 곱해서 구할 수도 있으나, 이 경우에 낮은 천단 구조물의 사석 크기에 대한 특별한 주의가 요구된다. Van der Meer(1990a)는 비월파 구조물의 사석 안정식으로 구한 공칭직경 D_{n50} 을 다음 식으로 구한 감소계수 r_D 를 곱한 $r_D D_{n50}$ 으로 바꾸도록 제안하였다.

$$r_D = \left(1.25 - 4.8 \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} \right)^{-1} \quad (2-57)$$

이 공식은 다음의 범위에서 적용이 가능하다.

$$0 < \frac{R_c}{H_s} \sqrt{\frac{s_{op}}{2\pi}} < 0.052 \quad (2-58)$$

개념 설계 단계에서 수심 제한된 파랑 조건, 즉, 전빈에 쇄파 발생 시의 낮은 천단 구조물의 사석 직경 추정식은 다음과 같다.

$$D_{n50} \geq 0.3h \text{ for } \frac{H_s}{h} = 0.6, \cot \alpha \geq 100 \text{ and } \Delta \cong 1.6 \quad (2-59)$$

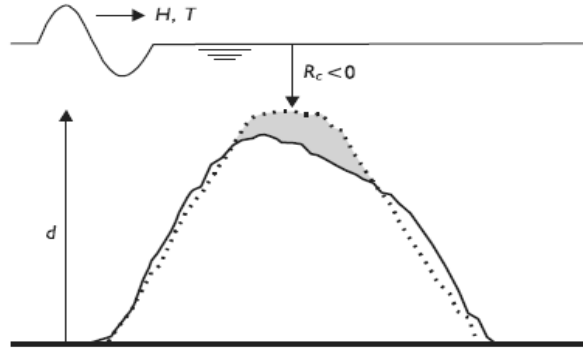
Vidal et al(1995)은 낮은 천단 구조물과 잠제에 적용 가능한 안정 공식을 개발하여 초기 손상(ID), Iribarren's 손상(IR), 파괴 시작(SD) 및 파괴(D)로 구분하여 전면사면, 천단 및 후면 사면에서의 손상의 정도를 표(2-12)와 같이 정의하였다.

표(2-12) 방파제 사면 위치별 손상 정도의 정의

Damage level	Front slope	Crest	Rear-side slope	Total section
Initiation of damage	1.0	1.0	0.5	1.5
Iribarren's damage	2.5	2.5	2.0	2.5
start of destruction	4.0	5.0	3.5	6.5
Destruction	9.0	10.0	-	12.0

그림(2-12)은 파랑의 입사 후 잠제의 손상된 예를 보여주며, 상대 천단고의 비 R_c/D_{n50} 의 함수로 된 전면 사석의 안정공식은 다음과 같다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left(\frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \quad (2-60)$$



그림(2-12) 잠제의 단면 예(점선-초기 형상, 실선-손상 후 형상)

Vidal et al.(1995)가 제안한 방파제 사면의 위치별 초기 손상에 대한 계수는 다음 표(2-13)에 제시되어 있으며, 계수의 적용범위는 표(2-14)에 제시되어 있다.

표(2-13) 방파제 사면의 위치별 초기 손상에 대한 계수

Segment	A	B	C
Front slope	1.831	-0.2450	0.0119
Crest	1.652	0.0182	0.1590
Back slope	2.575	-0.5400	0.1150
Total section	1.544	-0.230	0.053

표(2-14) Vidal et al.(1995)의 실험 조건

Parameter	Symbol	Range
Front and rear slope angle	$\tan \alpha$	1:1.5
Relative buoyant density	Δ	1.65
Number of waves	N	2600 - 3000
Fictitious wave steepness	s_{op}	0.010 - 0.049
Non-dimensional freeboard	R_c/D_{n50}	-2.01 - 2.41
Non-dimensional crest width	B/D_{n50}	6.0
Non-dimensional structure height	d/D_{n50}	16 - 24
Stability number	$H_s/(\Delta D_{n50})$	1.1 - 3.7

바닥 근처의 구조물은 쇄파가 발생하지 않을 정도로 천단이 매우 낮은 수중 구조물로 정의되며, 파랑과 조류를 받는 바닥 근처의 구조물의 사석의 손상 정도를 예측하기 위해서는 다음 정보가 필요하다.

- 유의 파고 H_s , 평균 파주기 T_m
- 파의 개수, N

- 수심 평균 조류속, $U(m/s)$
- 구조물 천단에서의 수심, h_c
- 사석 직경 D_{n50} , 상대부력밀도 Δ

손상의 정도를 예측하기 위한 이동성 매개변수 θ 는 다음 식으로 정의된다.

$$\theta = \frac{u^2}{g\Delta D_{n50}} \quad (2-61)$$

최대 바닥 유속, $u_0(m/s)$ 는 바닥 근처 구조물의 천단에서의 유속으로 계산되며 특성 국부 유속 u 로 쓰인다. 최대 바닥 유속은 선형과 이론을 이용한 최대 파랑 입자 유속으로 다음 식으로 구한다.

$$u = u_0 = \frac{\pi H_s}{T_m} \frac{1}{\sinh kh_c} \quad (2-62)$$

여기서, k 는 파수이며 $k = 2\pi/L_m$, h_c 는 바닥 근처 구조물의 천단에서의 수심이다.

이동성 매개변수 θ , 손상 정도 매개변수 S_d 및 파의 개수 N 사이의 관계는 다음 식으로 주어진다.

$$\frac{S_d}{\sqrt{N}} = 0.2\theta^3 = 0.2 \left(\frac{u^2}{g\Delta D_{n50}} \right)^3 \quad (2-63)$$

또는,

$$\frac{u^2}{g\Delta D_{n50}} = \left(5 \frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (2-64)$$

위 식에는 조류속의 영향은 고려되고 있지 않으나, 손상의 정도에 조류속의 영향이 있다 해도 이동성 매개변수 θ 가 $0.15 < u_0^2/(g\Delta D_{n50}) < 3.5$ 인 범위에서 $U/u_0 < 2.2$ 의 범위에서는 조류속의 영향을 무시할 수 있다.

전면 사면을 지지하는 소단(toe apron)의 사석 안정 공식은 상대 소단 수심 비 h_t/D_{n50} 또는 h_t/h 의 함수로 주어진다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(1.6 + 0.24 \left(\frac{h_t}{D_{n50}} \right) \right) N_{od}^{0.15} \quad (2-65)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6.2 \left(\frac{h_t}{h} \right) \right) N_{od}^{0.15} \quad (2-66)$$

상대적으로 높은 소단, 즉, $h_t/h < 0.4$ 인 경우에는 소단이나 전면 사면의 사석 안정 공식에 가까워진다.

2-9 직립벽에 작용하는 파력

2-9-1 직립벽에 작용하는 파력의 차이

직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준(2005)은 Goda(1973) 공식을 제시하고 있으며, 벽면에 파곡이 있을 때의 파력 산정식, 충격 쇄파력, 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력(Tanimoto, Morihiro) 및 직립 소파케이슨에 작용하는 파력(Tanimoto) 산정식 등이 제시되어 있다.

BS 6349에서도 직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준(2005)과 같이 Goda 파압을 제시하고 있다. coastal engineering manual에서는 Sainflou 공식(1928), Goda 파압식(1974), 수정 Goda식(Takahashi, 1994), 경사벽에 작용하는 파력식(Tanimoto, 1985), 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력(Tanimoto) 및 직립 소파케이슨에 작용하는 파력(Tanimoto) 산정식 등이 제시되어 있다. 직립벽에 작용하는 파압으로 모든 설계기준이 Goda(1967) 공식을 제시하고 있으며, 직립 소파 케이슨에 작용하는 파력공식은 항만 및 어항 설계기준과 coastal engineering manual에서 차이를 보이는데 슬릿 케이슨의 파압의 문제는 유공율, 유수실의 형상, 입사 파랑 조건 등에 따라 유수실 내의 유체의 흐름이 크게 달라지므로 다양한 수리모형실험 및 수치실험 연구를 통해 다양한 구조물 형상에 따라 파력 공식이 필요하다.

2-9-2 BS 6349 & Coastal Engineering Manual

BS 6349에서 제시된 Goda 파압은 항만 및 어항 설계기준(2005)과 coastal engineering manual에 모두 제시되어 있으므로 coastal engineering manual의 내용을 정리하였다.

(1) 직립벽에 작용하는 파력

coastal engineering manual에서는 Sainflou식과 Goda식 및 수정 Goda식의 5가지를 직립벽 및 소파블록 피복제, 경사벽, 슬릿케이슨 방파제의 파압 산정식을 제시하고 있다.

가. Sainflou 공식

Sainflou식은 완전 반사가 일어나는 규칙파의 정상파(standing wave)의 경우에 적용하도록 제시하고 있으며 다음 그림(2-13)과 식 (2-67)에서 (2-70)까지 제시된 식으로 구하도록 하고 있으며, 쇄파나 월파가 발생하는 조건에서는 적용이 불가하다.

$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s) \frac{H + \delta_0}{h_s + H + \delta_0} \quad (2-67)$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)} \quad (2-68)$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_0) \quad (2-69)$$

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L} \quad (2-70)$$

여기서,

H : 파고, 불규칙파의 경우 일본에서는 $H_{1/3}$ 을 적용하지만 다른 나라에서는 $H_{1/10}$ 을 적용

p_1 : 파봉 시 정수면에서의 파압

p_2 : 전면벽 저면에서의 파압

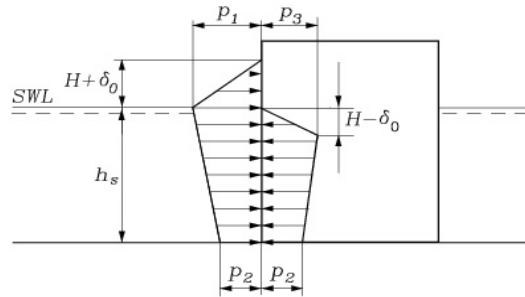
p_3 : 파곡 시 전면벽 저면에서의 파압

δ_0 : 벽면의 파봉과 파곡사이의 연직 위상차

ρ_w : 물의 밀도

h_s : 구조물 전면 수심

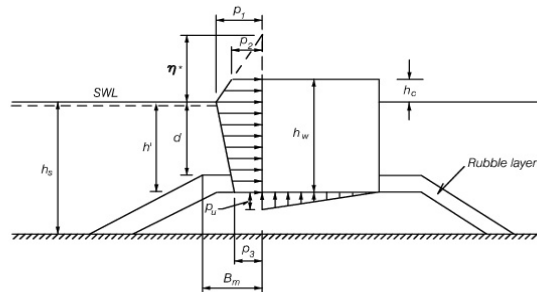
L : 구조물 전면 수심에서의 파장



그림(2-13) Sainfou식의 파압 분포

나. 불규칙파에 대한 Goda 공식

coastal engineering manual에서도 직립벽에 작용하는 파력 산정식으로 항만 및 어항 설계기준 (2005)과 같이 불규칙파에 대한 Goda 파압을 제시하고 있다. 파력계산에 사용되는 파고는 쇄파대 외해측에서는 유의파고($H_{1/3}$)의 약 1.8배로 하고, 이것은 Rayleigh 분포의 0.15% 초과 확률에 해당하는 $H_{1/250}$ 에 해당한다. 쇄파대 내에서는 구조물에서 외해측으로 $5H_s$ 떨어진 거리에서의 최대 쇄파파고를 사용하도록 규정하고 있다. Goda 파압은 다음 식 (2-71)에서 (2-75)로부터 구하고, 파압 분포 및 관련 제원은 그림(2-14)와 같다.



그림(2-14) Goda식의 파압 분포

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_{design} \quad (2-71)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_*\lambda_2\cos^2\beta)\rho_o gH_D \quad (2-72)$$

$$p_2 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right)p_1 & \text{for } \eta^* > h_c \\ 0 & \text{for } \eta^* \leq h_c \end{cases} \quad (2-73)$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos\beta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3\rho_w gH_{design} \quad (2-74)$$

여기서,

β : 구조물 기준선과 주파향 $\pm 15^\circ$ 범위에서 가장 위험한 방향과의 사잇각($^\circ$)

H_{design} : 설계계산에 쓰이는 파고(m)

$$\alpha^* = \alpha_2$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h_s/L}{\sinh(4\pi h_s/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{design}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{design}} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s/L)} \right]$$

L : 수심 h_b 에서 유의파 주기 $T_s \simeq 1.1T_m$ 를 이용한 파장(m)

h_b : 직립벽 전면에서 외해로 유의파고의 5배 만큼 떨어진 지점의 수심(m)

λ_1, λ_2 and λ_3 : 구조물 종류에 따른 파압의 보정계수 (연직벽의 경우 $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$)

다. 쇄파로 인한 충격력을 포함한 수정Goda 공식

쇄파로 인한 충격력을 고려하기 위한 정수면에서의 파압 p_1 의 수정 계수는 다음과 같다.

$$\alpha_* = \text{largest of } \alpha_2 \text{ and } \alpha_I \quad (2-75)$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{design}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{design}} \right] \quad (2-76)$$

$$\alpha_I = \alpha_{I0}\alpha_I \quad (2-77)$$

$$\alpha_{I0} = \begin{cases} H_{design}/d & (H/d \leq 2) \\ 2 & (H/d > 2) \end{cases} \quad (2-78)$$

$$\alpha_n = \begin{cases} \frac{\cos \delta_2}{\cosh \delta_1} & \delta_2 \leq 0 \\ \frac{1}{\cosh \delta_1 \cdot (\cosh \delta_2)^{1/2}} & \delta_2 > 0 \end{cases} \quad (2-79)$$

$$\delta_1 = \begin{cases} 20\delta_{11} & \delta_{11} \leq 0 \\ 15\delta_{11} & \delta_{11} > 0 \end{cases} \quad (2-80)$$

$$\delta_{11} = 0.93 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (2-81)$$

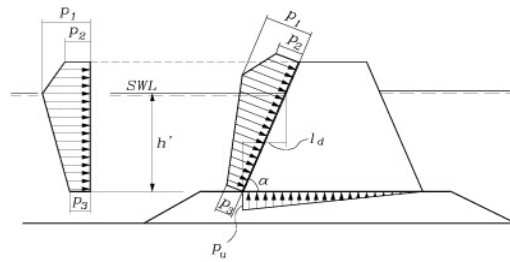
$$\delta_2 = \begin{cases} 4.9\delta_{22} & \delta_{22} \leq 0 \\ 3\delta_{22} & \delta_{22} > 0 \end{cases} \quad (2-82)$$

$$\delta_{22} = -0.36 \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right) \quad (2-83)$$

(2) 경사벽에 작용하는 파력

가. 불투수성 경사벽에 작용하는 파력

Tanimoto와 Kumura(1985)는 수리모형실험을 수행하여 Goda 파압이 그림(2-15)와 같은 연직 벽과 같은 높이의 경사벽에 적용할 수 있음을 보였다.



그림(2-15) 경사벽에 작용하는 파압 분포

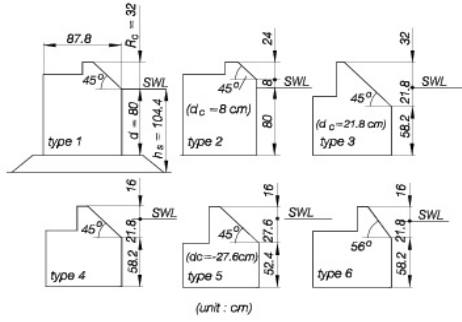
파랑으로 인해 발생하는 양압력은 연직벽에 비해 줄어들게 되고, Goda 파압 공식으로 양압력 계산 시 λ_3 는 다음과 같이 수정된다.

$$\lambda_3 = \exp(-2.26(7.2l_d/L)^3) \quad (2-84)$$

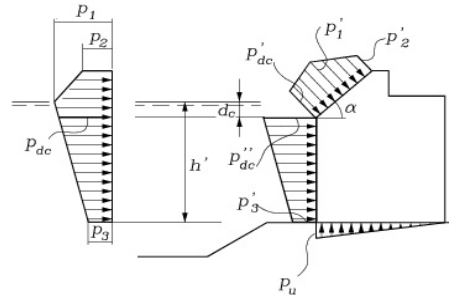
여기서, $l_d = h' \cot \alpha$ 이고, L 은 파장이다.

식 (2-84)는 α 가 70도 보다 크고, l_d 가 0.1L보다 작은 경우에만 적용이 가능하다.

Takahashi와 Hosoyamada(1994)는 그림(2-16)의 단면에 대한 수리 모형실험을 실시하여, Goda 파압 공식을 식 (2-85)와 같이 수정하였다.



그림(2-16) 실험 단면



그림(2-17) 파압 분포

$$\begin{aligned} p'_1 &= \lambda_{SL} p_1 \sin \alpha, p'_2 = \lambda_{SL} p_2 \sin \alpha, p'_{dc} = \lambda_{SL} p_{dc} \sin \alpha, \\ p'_{dc} &= \lambda_V p_{dc}, p'_3 = \lambda_V p_3 \end{aligned} \quad (2-85)$$

여기서, $\lambda_{SL} = \frac{1}{\sin^2 \alpha} \min[1.0, \max(\sin^2 \alpha, 1 + 0.46 \cos^2 \alpha - 23 \cos^2 \alpha H/L)]$

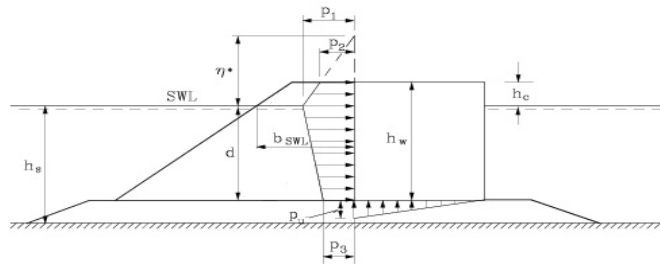
$$\lambda_V = \min[1.0, \max(1.1, 1.1 d_c/L) - 5.0 H/L]$$

(3) 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력

그림(2-18)과 같이 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파력은 Goda 파압 공식의 λ_1 , λ_2 , λ_3 를 다음과 같이 수정하여 산정할 수 있다(Takahashi, Tanimoto, and Shimosako, 1990).

$$\lambda_1 = \lambda_3 = \begin{cases} 1.0 & (H_{design}/h_s < 0.3) \\ 1.2 - 0.67(H_{design}/h_s)/3 & (0.3 \leq H_{design}/h_s \leq 0.6) \\ 0.8 & (H_{design}/h_s > 0.6) \end{cases} \quad (2-86)$$

$$\lambda_2 = 0 \quad (2-87)$$

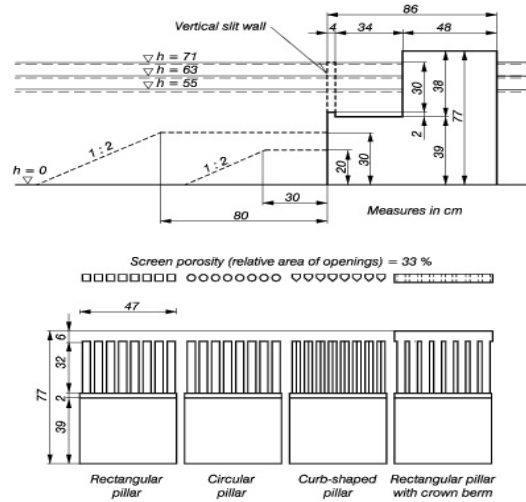


그림(2-18) 소파블록으로 피복된 직립벽에 작용하는 파압 분포

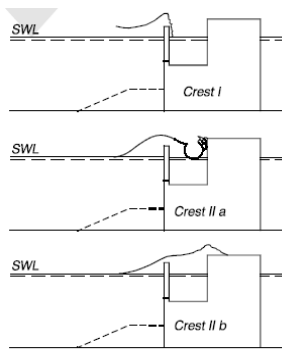
식 (2-86)과 식 (2-87)은 tetrapod나 dolosse 같은 소파블록 사면으로 직립벽 전면이 피복된 경우에 적용되며, 전면 천단에서의 블록의 폭은 최소 블록 높이의 두 배 이상이 되어야 한다.

(4) 직립 소파케이슨에 작용하는 파력

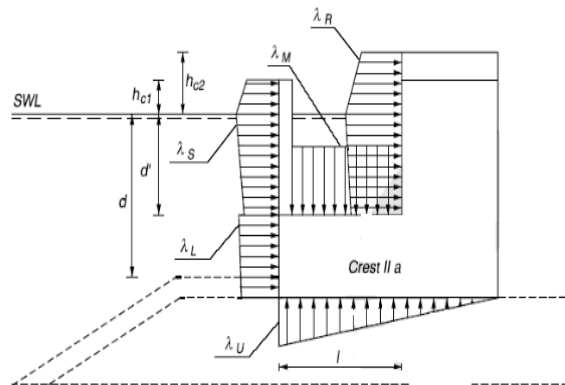
유수실 상부가 개방된 직립 소파케이슨에 규칙파가 작용하는 경우의 파압 분포에 관한 수리모형 실험이 그림(2-19)에 보이는 단면에 대하여 그림(2-20)의 파붕이 벽면에 작용하는 형태에 따라 그림(2-21)의 파압 분포를 Goda 파압 공식의 λ_1 , λ_2 , λ_3 를 다음 표(2-15)와 같이 수정하여 산정할 수 있다(Takahashi, Shimosako and Sakaki, 1991).



그림(2-19) 슬릿케이슨의 실험 단면



그림(2-20) 파붕면의 형태



그림(2-21) 슬릿케이슨의 압력 분포

표(2-15) 연직 슬릿케이슨의 파압 보정 계수

		crest - I	crest - II a	crest - II b
slit wall	λ_{s1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{s2}	$0.4 (\alpha^* \leq 0.75)$ $0.3/\alpha^* (\alpha^* > 0.75)$	0	0
impermeable part of front wall	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	$0.4 (\alpha^* \leq 0.5)$ $0.2/\alpha^* (\alpha^* > 0.5)$	0	0
wave chamber rear wall	λ_{R1}	0	$20l/3L' (l/L' \leq 0.15)$ $1.0 (l/L' > 0.15)$	$1.4 (H/h \leq 0.1)$ $1.6 - 2H/h (0.1 < H/h < 0.3)$ $1.0 (H/h \geq 0.3)$
	λ_{R2}	0	$0.56 (\alpha^* \leq 25/28)$ $0.5/\alpha^* (\alpha^* > 25/28)$	0
wave chamber bottom slab	λ_{M1}	0	$20l/3L' (l/L' \leq 0.15)$ $1.0 (l/L' > 0.15)$	$1.4 (H/h \leq 0.1)$ $1.6 - 2H/h (0.1 < H/h < 0.3)$ $1.0 (H/h \geq 0.3)$
	λ_{M2}	0	0	0
uplift force	λ_{U3}	1	0.75	0.65

2-10 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘

2-10-1 수중부재 및 구조물에 작용하는 흐름의 힘의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)은 파일이나 파이프라인에 작용하는 흐름의 힘을 Morison 방정식으로 구하도록 정하고 있고, 흐름에 대한 피복재의 안정 공식은 Isbash 공식을 제시하고 있다. BS 6349 및 CIRIA/CUR manual on the use of rock in hydraulic engineering에서는 구조물의 직경과 파장의 비에 따라 각각 Morison 방정식, 회절 파압 이론 및 Goda식을 사용하도록 구분하고 있으며, 흐름에 대한 피복재의 안정 공식은 Isbash식과 shields식을 합성한 general design 식, Pilarczyk 식, Escameia and May 식, Maynard 식, 항주와 유속으로 인한 안정 공식 및 바닥 근처 구조물의 흐름에 의한 안정 공식을 흐름의 종류 및 난류의 발달 정도, 구조물 및 보호공의 종류에 따라 적용하도록 다양하게 제시하고 있다.

2-10-2 BS 6349 및 CIRIA/CUR

(1) 말뚝 및 파이프라인에 작용하는 흐름에 의한 힘

BS 6349에서는 말뚝 및 파이프라인에 작용하는 힘을 조류에 의한 정상 항력(steady drag force)과 파랑에 의한 힘을 파장에 비해 파일 직경이 매우 작은 경우($W_s/L < 0.2$ 이하)인 경우에 Morison equation으로 구하도록 규정하고 있으며, 파장과 수중 부재의 직경이나 폭의 비에 따라 파력의 적용 공식을 다르게 적용하도록 규정하고 있다.

- ① $W_s/L > 1$, reflection applies (Goda's formula)
- ② $0.2 < W_s/L < 1$, diffraction theory applies
- ③ $W_s/L < 0.2$, Morison's equation applies

또한, 정수면에 가까운 수평부재에 대해서는 부재의 갑작스런 침수에 의해 발생하는 wave slamming force를 고려하도록 규정하고 있다. 흐름에 의한 진동은 원형 단면인 경우에 대해 진동 임계 유속(critical flow velocity)을 계산 한 후 조류속이 임계유속의 1.2배보다 작게 설계하도록 규정하고 있다.

가. 조류에 의한 정상 항력

조류속은 구조물의 설계 수명동안 현장에서 발생할 수 있는 최대 유속으로 구조물의 목적과 발생 빈도 확률에 맞게 정하도록 하고 있으며, 영구 구조물의 경우에는 재현 기간을 50년 이상으로 해야 한다. 조류속이나 흐름에 의해 발생할 수 있는 힘은 흐름 방향과 평행한 항력(drag force)과 흐름 방향에 수직인 cross-flow force로 구분되며, 조류속에 의한 항력은 주로 정상류에 의한 것이며 진동 성분은 흐름의 진동수가 구조물의 고유 진동수에 가까워 질 때만 중요해진다. cross-flow force는 전적으로 흐름에 의해 대칭적으로 발생하는 구조물에 의한 진동에 의해 발생한다.

일정한 조류속에 의해 발생하는 균일한 수중 부재에 작용하는 정상 항력(steady drag force)는 다음 식으로 계산된다.

$$F_D = 1/2(C_D \rho V^2 A_n) \quad (2-88)$$

여기서,

F_D : 정상 항력(steady drag force in kN)

C_D : 무차원 시간 평균 항력 계수

ρ : 물의 밀도(t/m^3)
 V : 입사 조류속(m/s)
 A_n : 흐름에 수직인 단면적(m^2)

원형관의 C_D 값은 다음 그림(2-22)에 보이는 것처럼 Reynolds수와 표면 조도의 함수이며, C_D 와 A_n 은 단면적에서 부착생물(marine growth)의 영향을 고려하여 정해야 하며, 입사 조류속 연직 분포가 일정하지 않거나 구조물의 직경이 일정하지 않으면 전체 힘은 적분에 의해 구해야 한다.

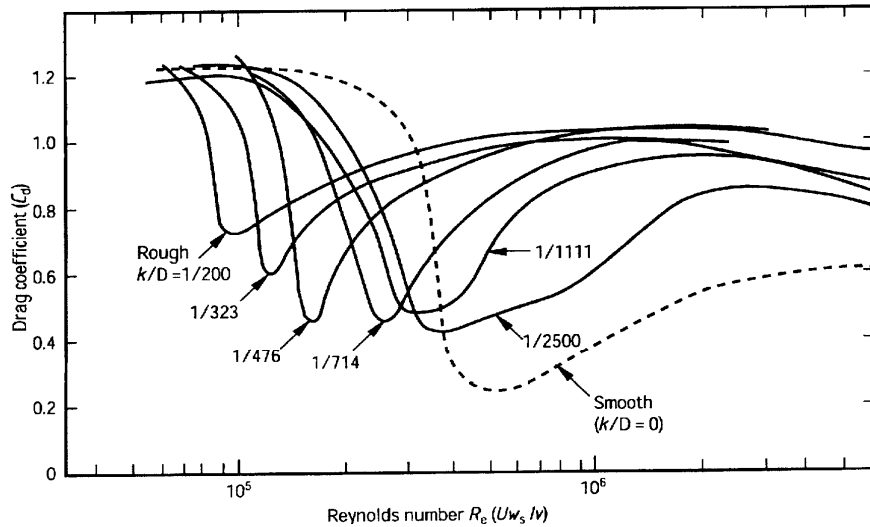



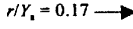










그림 (2-22) 원형 말뚝(관)에서의 항력계수

파랑과 조류속이 함께 작용하면 구조물에 작용하는 항력이 증가하게 되므로, 입자 유속으로 벡터적으로 합하여 식 (2-88)로 항력을 구하고, 관성력도 고려해야 한다. 원형단면이 아닌 경우의 C_D 값은 Reynolds수와는 무관하고 흐름의 입사각에 따라 변하므로 표(2-16)의 값을 사용하도록 정하고 있다. 그 외 단면의 C_D 값은 신뢰성 있는 데이터가 없는 경우 수리모형실험에 의해 얻도록 권장하고 있다.

표(2-16) 구조물 형상에 따른 항력 관성력 계수

Cross-section type	Attitude to flow or wave direction	Drag coefficient C_D	Inertia coefficient C_I
Circle	Any	See Figure 19	2.0
Square			2.0
			
Square with rounded corners			0.6
			
Hexagon			a
			
Octagon	Any	1.4	*
Dodecagon	Any	1.1	*
Rendhex pile			1.3
			

* The value for the appropriate square shape should be used unless more reliable values can be obtained.

* a 값은 더 신뢰성 있는 값이 얻어지지 않는 한 표 두 번째에 제시된 사각형(square)의 값을 사용하여야 한다.

나. Morison equation에 의한 파력

구조물이나 부재가 파장에 비해 매우 작은 경우 Morison equation으로 항력(drag force)과 관성력(inertia force)의 합으로 두 성분 사이의 위상차를 고려하여 전체 힘을 계산해야 한다. 보수적인 근사법으로 파력은 주요소 힘의 1.4배를 취하도록 하고 있다. $W_s/w_p > 0.2$ 인 경우에는 관성력이 주하중이 되고, $W_s/w_p < 0.2$ 인 경우에는 항력이 주하중이 된다. W_s 는 구조물이 수중에 잠긴 부분의 폭이나 직경이고, w_p 는 수립자의 수표면에서의 궤적 폭(orbital width)으로 다음 식으로 구한다.

$$w_p = \frac{H}{\tanh \frac{2\pi d}{L}} \quad (2-89)$$

여기서,

H : 파고(wave height)
 d : 구조물에서의 수심
 L : 파장(wave length)

Morison equation은 다음 식으로 표현된다.

$$F_W = F_D + F_I \quad (2-90)$$

여기서,

F_W : 부재축에 수직인 총 파력(kN)
 F_D : 항력 요소(kN)

$$F_D = \int_0^{L_s} (1/2 C_D \rho W_s |U| U) dL_s$$

F_I : 관성력 요소(kN)

$$F_I = \int_0^{L_s} (C_I \rho A \dot{U}) dL_s$$

L_s : 부재의 수중에 잠긴 부분의 길이, dL_s 는 단위 미터당 길이 요소(m)
 C_D : 항력 계수
 C_I : 관성력 계수
 U : 순간 수립자 속도(m/s)
 \dot{U} : 순간 수립자 가속도(m/s²)
 ρ : 물의 밀도(t/m³)
 A : 흐름에 수직인 단면적(m²)

선형파 이론으로 유도된 순간 수립자 속도 및 가속도는 식 (2-91)과 같다.

$$\eta_{(x,t)} = \frac{H}{2} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh \{ 2\pi (y+d)/L \}}{\sinh (2\pi d/L)} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

$$\begin{aligned}
 v &= \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \\
 \dot{u} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} \\
 \dot{v} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\}
 \end{aligned} \tag{2-91}$$

다. wave slam

정수면에 가까운 수평부재의 경우 갑작스런 침수로 인해 wave-slamming 하중(load)이 발생하게 되며, 하중의 충격력적 특성 때문에 부재의 동력학적 응답(dynamic response)가 특히 중요해진다. 원통형 부재(cylindrical member)의 연직 slam force는 다음 식으로부터 구한다.

$$F_S = 1/2 C_{SP} V_\eta^2 l W_S \tag{2-92}$$

여기서,

F_S : 연직 slam force(in kN)

C_S : slamming 계수

ρ : 물의 밀도(t/m^3)

V_η : 수면의 연직 속도, 시간에 따른 η 의 변화(m/s)

l : 원통형 부재의 길이(m)

W_S : 원통형 부재의 직경(m)

C_S 값은 프루드 수(Froude number)가 0.6보다 큰 slamming load가 주요한 경우 3.6 ± 1.0 으로 경험적으로 구해지며, 프루드 수는 $F_r = V_\eta / \sqrt{(g W_S)}$ 로 구한다.

라. 흐름에 의한 진동

조류속을 받는 파일과 같은 원통형 부재의 경우 하단부의 와열(vortex shedding) 때문에 흐름 방향 및 수직 방향 흐름에 의한 요동 하중을 경험하게 된다. 요동 하중의 진동수는 와열(vortex shedding)의 진동수에 직접적으로 연관되고, 요동 하중의 진동수가 파일 같은 원통형 부재의 고유 진동수에 가까워지면 공진에 의해 요동 하중의 진폭이 커지게 된다. 파일 부재는 시공하는 도중에 이런 진동에 취약하고, 캔틸레버 모드에서의 공진 발생을 막기 위해서는 파일 두부의 구속이 필요하다. 공진을 일으키기 위한 한계 조류속(critical flow velocity)은 다음 식으로 구한다.

$$V_{crit} = K f_N W_S \tag{2-93}$$

여기서,

f_N : 원통형 부재의 고유 진동수

W_S : 원통형 부재의 직경(m)

K : 다음 조건에 일치하는 상수

1.2 : 흐름 방향 운동의 시작(the onset of in-line motion)

2.0 : 흐름 방향 운동의 최대진폭(maximum amplitude of in-line motion)

3.5 : 흐름 수직방향 운동의 시작(the onset of cross-flow motion)

5.5 : 흐름 수직방향 운동의 최대진폭(maximum amplitude of cross-flow)

반복 하중이 작용하는 경우의 힘은 스프링의 변위에 비례하고, 주어진 초기 충격력에 대해 부재의 고유 진동수는 다음 식으로 구한다.

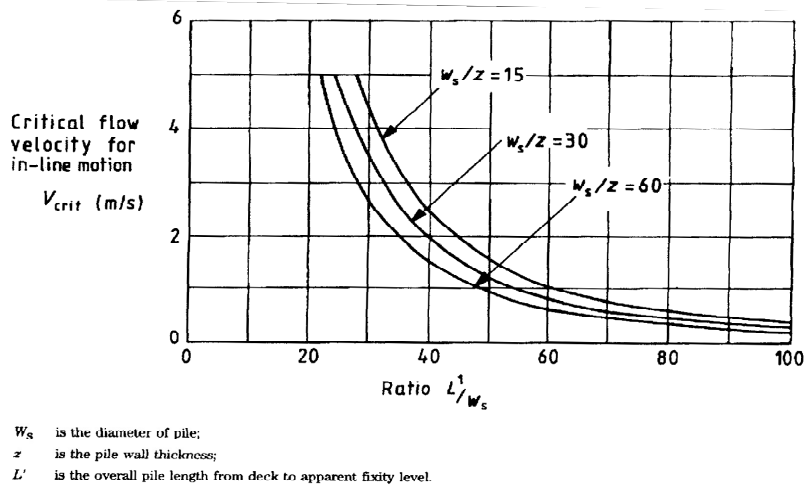
$$f_N = \sqrt{\frac{1}{2\pi} \left(\frac{K}{m_e} \right)} \quad (2-94)$$

여기서,

K : 스프링의 강성

m_e : 구조물의 등가 질량

대부분의 구조물은 바닥에 고정되거나 상부가 핀 연결된 두께가 얇은 강관 파일이며, 진동은 대부분 시공 중에 발생하므로 marine growth의 영향은 무시가 가능하다. 파일 구조물의 흐름과 평행한 요동이 시작되는 한계 속도(critical flow velocity)는 그림(2-23)에 주어저 있다.



그림(2-23) 원통형 파일의 흐름방향 진동에 대한 한계 유속

파일의 구속 조건이 다르거나 요동의 조건이 다르면, 한계 유속은 표(2-17)에 주어진 수정 계수(modification factor)를 그림(2-23)에서 구한 한계유속에 곱해서 구해야 한다.

표(2-17) 구조물 형상에 따른 항력 관성력 계수

Motion	Pinned to fixed bottom	Cantilever	Pinned top and bottom	Fixed top and bottom
Onset of in-line motion	1	0.23	0.64	1.46
Maximum in-line motion	1.67	0.38	1.07	2.43
Onset of cross-flow motion	2.92	0.67	1.87	4.25
Maximum cross-flow motion	4.58	1.05	2.94	6.68

파일 구조물이 영구 구조물이면 진동을 방지하기 위해서 한계 유속이 설계 조류속보다 빠르거나 파일의 질량 감쇄가 큰 요동이 발생하지 못하게 충분히 크게 해주어야 한다. 조류속이 $1.2 f_N W_S$ 보다 작게 하거나 질량 감쇄 계수가 평행 흐름인 경우 2보다 크거나 수직 흐름의 경우 25보다 크면 된다. 질량감쇄계수는 다음 식으로 구한다.

$$\frac{2\overline{m}\Delta}{\rho W_s^2} \quad (2-95)$$

여기서,

Δ : 구조적 감쇄의 로그함수적 감소량, 대부분의 해양구조물은 0.07

ρ : 물의 밀도(t/m^3)

W_S : 원통형 부재의 직경(m)

\overline{m} : 단위길이 당 발현되는 등가 유효 질량

$$\overline{m} = \frac{\int_0^{L'} m_L(y(x))^2 dx}{\int_0^{l'} (y(x))^2 dx}$$

여기서,

m_L : 수리동력학적 부가 질량을 포함한 단위길이당 질량

$y(x)$: 고정점에서부터 측정한 x좌표의 함수인 휨 모드 형상(bending mode shape)

L' : 고정점에서 테크 높이까지의 원통형 부재의 전체길이

l' : 고정점에서 수면까지의 부재 길이

(2) 흐름에 대한 피복재의 안정 질량

BS 6349에는 흐름에 의한 피복재의 안정 질량을 구하는 식은 제시되어 있지 않지만 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 Isbash parameter와 Shields parameter를 이용한 general design formula와 Pilarczyk, Escameia and May, Maynard식을 제시하고 흐름의 상황에 따라 달리 적용하도록 규정하고 있다. stability concept에 따른 안정계수를 구분하고 적용 가능한 구조물의 타입을 표(2-18)과 같이 구분하였다.

표(2-18) 안정 계수와 적용 구조물 타입

Stability concept	Stability parameter	Section	Structure type	Section
Shear stress	Shields parameter, Ψ_{cr}	5.2.1.2 and 5.2.1.3	Bed and bank protection Spillways and outlets, rockfill closure dams	5.2.3.1 5.2.3.5
Velocity	Izbash number, $U^2/(2g\Delta D)$	5.2.1.4	Bed and bank protection Near-bed structures Toe and scour protection	5.2.3.1 5.2.3.2 5.2.3.3
Discharge	$q/\sqrt{[g(\Delta D)^3]}$	5.2.1.7	Rockfill closure dams, sills, weirs	5.2.3.5
Wave height	Stability number, $H/(\Delta D)$	5.2.1.7	Rock armour layers Concrete armour layers Toe and scour protection	5.2.2.2 5.2.2.3 5.2.2.9
Hydraulic head	$H/(\Delta D)$	5.2.1.7	Dams, sills, weirs	5.2.3.5

가. general design 식(Isbash/Shield formula)

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 한계 전단 유속의 개념으로 Isbash parameter를 Shield parameter에 적용하여 손상 계수로서 속도 기준인 Ψ_{cr} 을 이용한 general design formula를 제시하고 있으며, 이 식은 바닥이 평평한 정상 난류를 가진 등류에 적용 가능하다. 한계 수심평균 유속 U 에 대해서 여러 조정 계수를 이용하여 다음과 같은 일반적인 식을 제시하고 있다.

$$\frac{U^2/2g}{\Delta D} = k_{sl} k_t^{-2} k_w^{-1} A_h \Psi_{cr} \quad (2-96)$$

여기서,

D : 사석의 특성 치수, 체분석 직경 D 또는 공칭 직경 D_n

k_{sl} : 경사 감소 계수, $k_{sl} \leq 1$

A_h : 수심 및 유속 연직 분포 계수

수평에 대해 사면 경사각이 β 이고, 상류 방향에 대한 흐름의 각도가 ψ , 사석의 내부 마찰각이 ϕ 인 경우의 경사 감소 계수는 다음 식으로 구해지며, 각도의 정의는 그림(2-23)에 표현되어 있다.

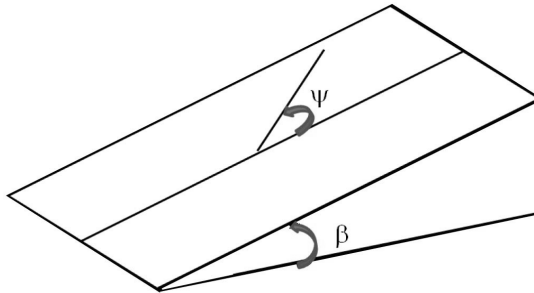
$$k_{sl} = \frac{\cos\psi \sin\beta + \sqrt{\cos^2\beta \tan^2\phi - \sin^2\psi \sin^2\beta}}{\tan\phi}$$

흐름이 사면에 수직으로 흐를 때($\psi = 180^\circ$)인 경우의 경사 감소 계수는 다음과 같다.

$$k_{sl} = k_l = \frac{\sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi)}$$

흐름이 측면 사면에 평행하게 흐를 때($\psi = \pm 90^\circ$) 경사 감소 계수는 다음과 같다.

$$k_{sl} = k_d = \cos\beta \sqrt{1 - \left(\frac{\tan\beta}{\tan\phi}\right)^2}$$



그림(2-23) 사면의 각도 및 흐름 방향각의 정의

계수 $U^2/2g$ 는 상대 수심 h/D_{50} 에 dudgiod을 주고, 유속분포계수와 바닥 조도(bed roughness) k_s 와 수심 h 사이의 관계는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Lambda_h = \frac{1}{f_c} = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(\frac{12h}{k_s} \right)$$

사석이 아닌 유사(sediment)나 자갈(gravel)의 경우 $k_s = 2D_{90}$ or $\approx 4D_{50}$ 이므로 수심계수 Λ_h 는 다음과 같이 된다.

$$\Lambda_h = \frac{18^2}{2g} \log^2 \left(\frac{3h}{D_{50}} \right)$$

k_t : 난류 증폭 계수(turbulence amplification factor), $k_t \geq 1$

$$k_t = \frac{1+3r}{1.3} \quad (r \text{은 초과 난류 수준})$$

k_w : 파랑 증폭 계수(wave amplification factor), $k_w \geq 1$ limited to $\tau_w < 2.5\tau_c$

$$k_w = 1 + \frac{1}{2} f_w \frac{U^2}{2g} \left(\frac{u_o}{U} \right)^2$$

$$u_o = \frac{H}{2} \omega \frac{1}{\sinh(kh)}$$

$$f_w = 1.39 \left(\frac{a_0}{z_0} \right)^{-0.52} \quad \text{for } a_0 > 19.1z_0$$

$a_0 = u_o T / 2\pi$ (amplitude of horizontal orbital wave motion at the bed)

$$f_w = 0.237 \left(\frac{a_0}{k_s} \right)^{-0.52} \quad (z_0 = k_s/30) \quad \text{for } a_0 > 0.636k_s$$

나. Pilarczyk 식

Pilarczyk는 조류속의 흐름에 저항하기 위한 사석과 돌망태와 같은 보호공의 설계를 위해 식 (2-96)의 Isbash/Shields formula에 수리학적 및 구조역학적 파라미터를 추가하여 고려한 식을 제안하였다.

$$D = \frac{\phi_{sc}}{\Delta} \frac{0.035}{\Psi_{cr}} k_h k_{sl}^{-1} k_t^2 \frac{U^2}{2g} \quad (2-97)$$

여기서,

D : 사석의 공칭 직경 D_n

ϕ_{sc} : 안정성 조정 계수(stability correction factor)

Δ : 보호공의 상대 부력 밀도

Ψ_{cr} : 보호공의 한계 이동 매개변수(critical mobility parameter)

k_t : 난류 증폭 계수(turbulence amplification factor), $k_t \geq 1$

$$k_t = \frac{1+3r}{1.3} \quad (r \text{은 초과 난류 수준})$$

k_h : 속도 분포 계수(velocity profile factor)

$$k_h = 33/\Lambda_h \quad (\Lambda_h \text{는 속도 계수})$$

k_{sl} : 경사 감소 계수, $k_{sl} \leq 1$

U : 수심 평균 유속(m/s)

표(2-19)에 Pilarczyk 식의 파라미터에 대한 설계 지침이 제시되어 있다.

표(2-19) Pilarczyk 식의 설계 지침

Characteristic size, D	<ul style="list-style-type: none"> · armourstone and rip-rap: $D = D_{n,50} \cong 0.84D_{50}(\text{m})$ · box gabions and gabion mattresses: $D = \text{thickness of element}(\text{m})$ <p>Note: The armourstone size is also determined by the need to have at least two layers of armourstone inside the gabion.</p>
Relative buoyant density, Δ	<ul style="list-style-type: none"> · rip-rap and armourstone: $\Delta = \rho_r / \rho_w - 1$ · box gabions and gabion mattresses: $\Delta = (1 - n_v)(\rho_r / \rho_w - 1)$ where n_v = layers porosity $\cong 0.4$ (-), ρ_r = apparent mass density of rock (kg/m³) and ρ_w = mass density of water(kg/m³)
Mobility parameter, Ψ_{cr}	<ul style="list-style-type: none"> · rip-rap and armourstone: $\Psi_{cr} = 0.035$ · box gabions and gabion mattresses: $\Psi_{cr} = 0.070$ · rock fill in gabions: $\Psi_{cr} = 0.100$
Stability factor, ϕ_{sc}	<ul style="list-style-type: none"> · exposed edges of gabions/stone mattresses: $\phi_{sc} = 1.0$ · exposed edges of rip-rap and armourstone: $\phi_{sc} = 1.5$ · continuous rock protection: $\phi_{sc} = 0.75$ · interlocked blocks and cabled blockmats: $\phi_{sc} = 0.5$
Turbulence factor, k_t	<ul style="list-style-type: none"> · normal turbulence level: $k_t^2 = 1.0$ · normal uniform flow, Increased turbulence in outer bends: $k_t^2 = 1.5$ · normal uniform flow, sharp outer bends: $k_t^2 = 2.0$ · normal uniform flow, special case: $k_t^2 > 2$ (see Equation 5.226)
Velocity profile factor, k_h	<ul style="list-style-type: none"> · fully developed logarithmic velocity profile: $k_h = 2 / (\log^2(1 + 12h/k_s))$ (5.221) where h = water depth (m) and k_s = roughness height(m); $k_s = 1$ to $3D_n$ for rip-rap and armourstone; for shallow rough flow ($h/D_n < 5$), $k_h \cong 1$ can be applied · not fully developed velocity profiles: $k_h = (1 + h/D_n)^{-0.2}$ (5.222)
Side slope factor, k_{sl}	<p>The side slope factor is defined as the product of two terms: a side slope term, k_d and a longitudinal slope term, k_j :</p> $k_{sl} = k_d k_j$ <p>where $k_d = (1 - (\sin^2 \alpha / \sin^2 \phi))^{0.5}$ and $k_j = (\sin(\phi - \beta) / (\sin \phi))$; α is the side slope angle(°), ϕ is the angle repose of the armourstone(°) and β is the slope angle in the longitudinal direction (°), see also Section 5.2.1.3</p>

다. Escarameia and May 식

Escarameia and May는 Isbash식의 형태로 난류가 충분히 발달한 하천에서 바닥이 급격히 변하거나 흐름 방향이 급하게 변하는 경우에 도류제(river training structure), 교각(bridge pier), 가물막이(coffer dam), 케이슨(caisson) 및 배수 구조물(downstream structure)에 적용 가능한 사석 안정 질량식을 제안하였다.

$$D_{n50} = c_T \frac{u_b^2}{2g\Delta} \quad (2-98)$$

여기서,

c_T : 난류 계수

u_b : 바닥 근처의 유속, 바닥 위 수심의 1/10 위치에서의 유속

식 (2-98)의 적용을 위한 지침은 표(2-20)에 제시되어 있으며, 난류강도 계수의 값은 표(2-21)에 제시되어 있다.

표(2-20) Escarameia and May 식의 설계 지침

Median nominal diameter, D_{n50}	<ul style="list-style-type: none"> · armour stone: $D_{n50} = (M_{50}/\rho_r)^{1/3} (m)$ · gabion mattresses: $D_{n50} = \text{stone size within gabion}$ <p>Note: Equation 5.223 was developed from results of tests on gabion mattresses with a thickness of 300mm.</p>
Turbulence coefficient, c_T	<ul style="list-style-type: none"> · armour stone (valid for $r \geq 0.05$): $c_T = 12.3r - 0.20$ · gabion mattresses (valid for $r \geq 0.15$): $c_T = 12.3r - 1.65$ <p>where r = turbulence intensity defined at 10% of the water depth above the bed(*), $r = u'_{rms}/u$, see also Section 4.3.2.5 and Table 5.55.</p>
Near bed velocity, u_b	If data are not available an estimation can be made based on the depth-averaged velocity, $U(m/s)$, as: $u_b = 0.74$ to $0.90 U$.

표(2-21) 난류 강도 계수

Situation	Turbulence level	
	Qualitative	Turbulence intensity, r
straight river or channel reaches	normal (low)	0.12
Edges of revetments in straight reaches	normal (high)	0.20
Bridges piers, caissons and spur-dikes; transitions	Medium to high	0.35 - 0.50
Downstream of hydraulic structures	very high	0.60

라. Maynard 식

Maynard는 미육군 공병단의 설계 방법을 개선하고 rip-rap이나 사석 보호공을 위한 안정공식을 제안하였으며, Pilarczyk식이나 Escarameia and May식과 다르게 사석의 초기 이동 한계 개념보다는 하부층의 재료가 노출되지 않도록 사석층의 두께를 고려하였다.

$$D_{n50} = (f_g)^{0.32} S_f C_{st} C_v C_T h \left(\frac{1}{\sqrt{\Delta}} \frac{U}{\sqrt{k_{sl} g h}} \right)^{2.5} \quad (2-99)$$

여기서,

f_g : 입도 계수 (gradation factor) = D_{85}/D_{15}

S_f : 안전율 (safety factor)

C_{st} : 안정성 계수 (stability coefficient)

C_v : 속도 분포 계수 (velocity distribution coefficient)

C_T : 사석층 두께 계수 (blanket thickness coefficient)

h : 수심 (m)

Δ : 보호공의 상대 부력 밀도

U : 수심 평균 유속(m/s)

k_{sl} : 경사 감소 계수

식 (2-99)의 적용을 위한 지침은 표(2-22)에 제시되어 있다.

표(2-22) Maynard 식의 설계 지침

Safety factor, S_f	· minimum value: $S_f = 1.1$
stability coefficient, C_{st}	· angular armourstone: $C_{st} = 0.3$ · rounded armourstone: $C_{st} = 0.375$
Velocity distribution coefficient, C_v	· straight channels, inner bends: $C_v = 1.0$ · outer bends: $C_v = 1.283 - 0.2 \log(r_D/B)$ where r_D = centre radius of bend(m) and B = water surface width just upstream of the bend(m) · downstream of concrete structures or at the end of dikes: $C_v = 1.25$
Blanket thickness coefficient, C_T	· standard design: $C_T = 1.0$ · otherwise: see Maynard(1993)
Side slope factor, k_{sl}	· $k_{sl} = -0.67 + 1.49 \cot \alpha - 0.45 \cot^2 \alpha + 0.045 \cot^3 \alpha$ (5.225) where α = slope angle of the bank to the horizontal(°)

마. 항주과 유속으로 인한 안정 공식

선박 항행으로 인해 발생하는 조류속에 대한 rip-rap protection의 안정성은 수심 평균 유속 U' (m/s)으로 Isbash식에 기초한 다음 식으로 검토한다.

$$\frac{U'^2/2g}{\Delta D_{50}} = 2 \frac{k_{sl}}{k_t^2} \quad (2-100)$$

여기서,

D_{50} : 사석 보호공의 평균 입경

k_{sl} : 경사감소계수

k_t : 난류증폭계수(turbulence amplification factor)

U : 수심평균유속(m/s)

수심 평균 유속은 회류 조류속(return current) U_r 이나 프로펠러 제트의 유속(propeller jet) u_p 로 대체가 가능하며, 회류 조류속(return current)의 경우 난류계수 k_t 는 1.4에서 1.6, 완전 재하되지 않은 선박이 계류시의 프로펠러 제트의 난류계수는 $k_t^2 = 5.2$ 및 프로펠러 제트의 최대 충격 시는 $k_t^2 = 6$ 이 권장된다.

바. 바닥 근처 구조물의 흐름에 의한 안정 공식

바닥 근처에서 조류속만을 받는 구조물의 안정성은 수심 평균 유속 U 를 이용하여 검토하며, 상대적으로 낮은 구조물의 상대 높이($d/h < 0.33$)에 적용 가능하다.

$$U = q/h_c = \mu \frac{h_b}{h_c} \sqrt{2g(H-h)} \quad (2-101)$$

여기서,

q : 비유량(specific discharge, $m^3/s/m$)

h_c : 구조물 천단 위로의 수심

μ : 유량 계수(0.9 ~ 1.1)

h : 바닥에 대한 하류 수심, $h = h_b + d$, d = 바닥에 대한 구조물 높이

h_b : 수중 구조물 천단에서의 하류 수심

H : 상류 에너지 수두(m) $H = h_1 + U_{up}^2/2g$,

U_{up} : 상류 수심 평균 유속, $U_{up} = q/h_1$

조류속을 받는 바닥 근처 구조물의 사석 보호공(armourstone)의 안정성은 관련된 수리학적 및 구조역학적 매개변수를 고려하여 수심 평균 유속 U 를 이용하여 소요 사석 직경을 다음 식으로 구하도록 규정하고 있다.

$$D_{n50} = 0.7 \frac{(r_0 U)^2}{g \Delta \Psi_{cr}} \quad (2-102)$$

여기서,

r_0 : 난류 강도($= \sigma/u$), σ 는 시간평균 유속 u 의 표준 편차

$$r_0 = \sqrt{c_s + 1.45 \frac{g}{C^2}}$$

C : Chezy coefficient

c_s : 구조물 계수

$$c_s = c_k \left(1 - \frac{d}{h}\right)^{-2}$$

c_k : 구조물과 관련된 난류 계수($c_k = 0.025$, 권장값)

2-11 부체에 작용하는 외력과 동요

2-11-1 부체에 작용하는 외력과 동요의 차이

부체에 작용하는 외력으로 항만 및 어항 설계기준에서는 풍향력, 유향력, 파랑 표류력 등을 제시하고 있으나 폰툰이나 바지 같은 부유식 구조물의 계수들에 대해서는 자세하게 제시되어 있지 않다. BS 6349에서는 각 하중 산정식과 구조물에 따른 계수 및 안정 기준을 제시하고 있으며, 기본적으로 한계상태 설계법을 사용하므로 부유식 구조물의 설계를 위해 하중 조건 및 하중 조합에 대해 자세히 규정되어 있다. 부유식 구조물의 요동은 두 기준 모두 수치해석 및 수리모형실험의 병행을 권장하고 있다.

2-11-2 BS 6349: maritime Structure (2000)

BS 6349에서는 pontoon, floating dock 및 floating breakwater의 설계 방법을 제시하고 있으며, 부유식 구조물의 극한 환경 조건의 재현 기간이 50년보다 작아서는 안 된다고 규정하고 있다. 계류 시스템은 재현기간 50년보다 작게 설계가 가능하지만 계류 시스템의 설계 한계가 발생하기 전에 안전하게 제거할 수 있는 대책이 있는 경우에 가능하다.

환경 조건은 동시에 일어나는 것으로 가정하며 다음 조건보다 덜 가혹하게 설정되면 안 된다.

- 정수면 위로 연간 최대 창조와 positive and negative 폭풍해일
- 고려된 재현기간의 1분 평균 풍속
- 고려된 재현기간동안의 10분 평균 조류속
- 고려된 재현기간에 일치하는 파랑 조건

(1) 부체에 작용하는 외력

BS 6349에서는 부체에 작용하는 외력을 파랑, 바람, 조류에 의한 세 가지로 구분하고 바람, 조류 속 및 파랑의 하중 조합은 모든 방향에 대해 고려하도록 규정하고 있다.

가. 파력

파랑에 의한 부유체의 응답은 파랑의 주기와 파장에 크게 의존하며, 파주기가 구조물 요동의 고유 진동수와 일치하거나 파장의 길이가 구조물의 길이와 일치할 때 최대 응답이 발생하게 된다. 파랑에 의해 부유식 구조물에 작용하는 주요 하중은 진동 하중이며, 파랑과 같은 주파수 특성을 가지게 된다. 이런 힘은 주로 first order force(선형, 1계) 힘으로 정의되며, 파랑의 진폭에 비례한다. 진동 하중에 추가해서 구조물에 작용하는 천천히 변하는 표류력(drift force)과 압력장에서 파랑과 연관된 비선형 2계 항이 발생한다. 표류력은 파랑의 진폭의 자승에 비례하고, 선형(1계) 힘에 비해 훨씬 작은 주파수를 가지고 그 힘도 훨씬 작다. 평균 표류력은 파랑이 고정 벽이나 해안에 반사될 때 발생하는 wave setup과 비슷하다.

대부분의 부유식 구조물은 구조물에 입사하는 파랑의 요동을 일으키기에 충분한 크기이며, 수리 모형실험이나 회절 이론에 기초한 수치 모델이 파랑 요동의 변형이나 힘 및 구조물의 요동을 재현하기 위해 쓰인다. 파랑 하중의 단순 평가는 다음 두 가지의 제한된 경우에 의해 수행된다.

- 파랑으로 인한 요동이 없는 경우
- 파랑의 완전 반사하는 경우

(가) 1계 힘과 결과 요동(first order forces와 resultant motion)

연직 요동 (pitch, roll and heave)은 계류 시스템이나 구속 시스템으로 억누를 수 없으나, 수평 요동 (surge, sway and yaw)은 돌핀 같은 강성 구속 시스템으로 제어가 가능하다. 파고 2m 정도의 큰 파랑 작용은 상당히 큰 first order force를 유발하게 되고, 이런 힘은 강성 구속조건보다 구조물의 변위를 허용하는 체인이나 와이어 계류처럼 연성 시스템을 적용하면 반력을 피할 수 있다. 돌핀 (dolphin) 같은 강성 구속시스템의 경우 강성은 파랑에 대한 구조물의 응답으로 예측이 가능하므로 강성 구속시스템은 구조물 강성을 지지하기 위한 힘에 충격력을 고려하여 설계되어야 한다. 차폐된 지역의 힘과 요동은 단순 추정기법으로 파악이 가능하지만 노출된 해역에서는 수리모형실험이나 수치모형실험이 필요하다.

구조물이 매우 작거나 가는 경우에는 파랑 형태의 영향은 거의 없으므로 Morison equation을 이용하여 구해도 되지만, 구조물이 파랑에 충돌하여 반사가 될 정도로 크면 정상파 (standing wave)의 개념을 이용하여 정수면에 대한 구조물의 높이 y에 대해 최대 압력은 다음 식으로 구한다.

$$P_y = \rho g y + \rho g H_{ic} \frac{\cosh(2\pi(y+d)/L)}{\cosh(2\pi d/L)} \quad (2-103)$$

여기서,

- ρ : 물의 밀도(t/m^3)
- g : 질량 가속도($9.81m/s^2$)
- y : 정수면에 대한 높이(m)
- H_{ic} : 입사 파고(m)
- d : 정수면에서의 수심(m)
- L : 파장(m)

구조물이 바닥까지 연장된 경우 구조물의 단위 길이 당 최대 파력은 다음 식으로 구한다.

$$F_{max} = \rho g H_{ic} L \frac{\tanh(2\pi d/L)}{2\pi} \quad (2-104)$$

심해와 천해에서 위 식은 다음과 같이 줄어든다.

$$\text{심해: } F_{max} = \rho g H_{ic} \frac{L}{2\pi} \quad (2-105)$$

$$\text{천해: } F_{max} = \rho g H_{ic} d \quad (2-106)$$

규칙파에 대한 부유식 구조물의 응답은 정의된 파의 주파수나 주기에 대해서 response amplitude operators(RAOs)로 표현된다.

$$RAO = \frac{\text{amplitude of motion of vessel or structure}}{\text{amplitude of wave motion}} \quad (2-107)$$

(나) 평균 표류력(mean drift force)

불규칙 해(irregular sea)에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_{WD} = 2gL\rho \int_0^{\infty} S_{\eta}(f)R^2(f)df \quad (2-108)$$

여기서,

ρ : 물의 밀도(t/m^3)

g : 질량 가속도($9.81m/s^2$)

L : 파장(m)

$S_{\eta}(f)$: 수면 변위의 주파수 f 에 대한 1차원 스펙트럼 밀도 함수

$R^2(f)$: 파 주파수 f 에 대한 표류력 계수

규칙 해(regular sea)에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_{WD} = \rho g L R^2(f) (H/2)^2 \quad (2-109)$$

여기서, H : 규칙파의 파고(m)

모든 파가 완전 반사하는 경우에 $R^2(f)$ 는 최댓값인 0.5가 되고, 불규칙 해와 규칙 해에서의 평균 표류력은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$\text{irregular sea} : F_{WD} = \frac{\rho g L H_s^2}{16} \quad (2-110)$$

$$\text{regular sea} : F_{WD} = \frac{\rho g L H^2}{8} \quad (2-111)$$

(다) 수리모형 실험(physical model test)

수리모형 실험은 주로 Froude 상사를 사용하며, 좁은 2차원 조파수조(narrow wave tank)나 넓은 3차원 조파수조(wider wave basin)에서 수행된다. 2차원 단면 수조에서는 구조물이나 계류 시설의 비교적 정확한 모델링이 가능하지만, 수조가 2차원이므로 파랑의 특성은 단순화하여 수행되고 종종 수치모형의 검증용으로 수행되기도 한다. 3차원 수조에서는 지형에 의한 파랑의 변형 등이 재현 가능하지만 이로 인한 구조물이나 계류시설의 모델링이 축척에 의한 문제가 발생하지 않도록 하여야 한다.

실험의 정확도는 얼마나 상사 법칙을 만족시키고 선박이나 구조물의 속성을 잘 모델링 하는가 및 조파 방법과 파랑, 선박의 요동 및 계류력을 어떻게 측정되는가에 달려있다. 모형실험의 결과를 적용하는 경우에는 실제 'scale up'된 더 가혹한 해상 상태의 경우와 어떻게 다를지에 대한 특별한 주의가 필요하며, 모형실험의 결과에 의해 설계하중 계수나 안전율을 줄여서는 안 된다.

(라) 수치모형(computational models)

수치모형은 입사파(incident wave), 선박 및 구조물에 의한 파랑의 회절, 요동에 의한 파랑의 방사(radiation of waves) 등을 고려하기 위해 3차원 원천항 기법(3-dimensional source technique)을 이용하며, 기본적인 이론은 회절 이론(diffraction theory)로 알려져 있다. 선박이나 구조물을 모델링하기 위해서는 수많은 작은 요소로 분할하여야 하고, 파랑은 규칙파나 불규칙파로 조파된다. 불규칙파는 천천히 변하는 표류력을 계산하기 위해 모델링된다.

수치 모형은 매우 복잡하고 결과의 검증의 운용을 위해 경험 많은 전문가가 수행하여야 하며, 가능하다면 수리모형실험 결과와 비교하여 결과를 검토하여야 한다. 계류 안정성에 계수를 평가할 때는 가장 가혹한 하중 조건들을 고려하도록 특별한 주의가 필요하다.

나. 풍하중(wind loading)

기본적인 풍속은 평균적으로 50년에 한번 일어나는 3초 돌풍속도(3s gust speed)로 정의되며, 기본 풍속을 계산하기 위해 국지적 자료가 이용되는 경우에는 다른 기간과 해수면 위로의 높이를 고려하여 기본 풍속으로 변환하여야 한다. 해수면 위 10m 높이에서와 지면에서의 풍속 변환을 위한 지침은 다음과 같다.

- 심해에서 측정한 데이터의 경우

$$3 \text{ s gust speed} = 1.30 \times 10 \text{ min mean speed}$$

$$3 \text{ s gust speed} = 1.37 \times \text{hourly mean speed}$$
- 해안이나 육상에서 측정한 데이터의 경우

$$3 \text{ s gust speed} = 1.50 \times \text{hourly mean speed}$$

(가) 설계 풍속(design wind speeds)

설계 풍속은 구조물의 종류와 해수면 위의 높이 및 재현 기간을 고려하여 계산되어야 한다. 구조물의 종류와 해수면 위의 높이의 영향은 표(2-23)에 나타난 것처럼 3초 기본 풍속에 계수를 곱해서 고려하게 된다. category A, B와 C는 개별 부재와 하부구조물 설계에 적용되며, category D는 1분 평균 풍속을 이용하여 선박이나 부유식 구조물의 전체 하중을 유도할 때 쓰인다.

개방된 지역의 육상 데이터의 지상 10m 높이의 1분 평균 풍속(1 min mean speed)과 3초 돌풍속도(3s gust speed)와의 관계는 다음과 같다.

$$1 \text{ min mean speed} = 0.85 \times 3 \text{ s gust speed}$$

풍속 계수는 선박의 종류에 따라 임의의 방향에서 종방향, 횡방향 및 회전력에 대해 BS 6349 part 1 42.2절의 figure 26 ~ 29에 제시되어 있다. 박스형 구조물의 풍속 계수는 표(2-24)에 제시되어 있으며, 바람이 구조물에 수직하게 작용할 때 적용된다.

(나) 단순 풍하중 평가법(simplified method of evaluating wind loading)

풍하중을 상세하게 평가하는 것이 항상 정당한 것은 아니며, 다음의 경우에는 단순 풍하중 평가법으로도 충분하다.

- 임시 계류 시설(temporary moorings)
- 계류된 선박, 계류 문제시 대책이 있는 경우
- 아주 큰 안전율이 적용된 계류 시설
- 제한된 풍속 자료가 있는 지역
- 기본 설계(feasibility study)

풍하중을 평가하는 단순 방법은 다음 가정이 필요하다.

- 해역은 개방 해역
- 선박이나 구조물의 높이는 작을 것 (<20m)
- 구조물은 주로 고체일 것

설계 풍속 V_W 는 1분 평균 풍속을 취하고, 기본 풍속(3s gust)와의 관계는 다음과 같다.

$$V_W = 0.85 V \quad (2-112)$$

풍압 q (in kN/m^2)은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$q = 0.613 \times 10^{-3} \times V_W^2 \quad (2-113)$$

구조물에 작용하는 풍력(wind force)은 다음과 같다.

$$F_x = qA_x(C_x \cos \alpha) \quad (2-114)$$

$$F_y = qA_y(C_y \sin \alpha) \quad (2-115)$$

$$F_{RW} = \sqrt{(F_x^2 + F_y^2)} \quad (2-116)$$

여기서, x, y 는 구조물의 주축

F_x : x 축을 따라 작용하는 풍력(in kN)

F_y : y 축을 따라 작용하는 풍력(in kN)

q : 풍압(in kN/m^2)

A_x : x 축에 수직한 유효 바람 면적(in m^2)

A_y : y 축에 수직한 유효 바람 면적(in m^2)

C_x : x 축에 관한 풍력 계수

C_y : y 축에 관한 풍력 계수

α : x 축에 대한 바람의 방향

F_{RW} : 풍력의 합력(in kN)

단순 하중 평가법은 선박에 작용하는 풍하중의 경우 BS 6349 part 1 42.2절에서 제시된 방법과 매우 잘 일치하며, 바지나 폰툰의 선체에 적용되는 풍력계수 1.0, 즉 $C_x = C_y = 1.0$ 이다.

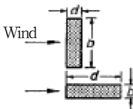
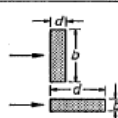
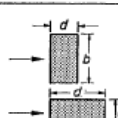
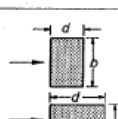
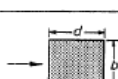
표(2-23) open sea에 적용되는 풍속 계수

Height	Category*			
	A	B	C	D
	3s gust speeds	5s gust speeds	15s mean speeds	1min mean speeds
	Individual members, etc	Small structures	Large structures	For use with maximum wave
m				
5	0.95	0.93	0.88	0.78
10	1.00	0.98	0.93	0.85
20	1.05	1.03	0.99	0.93
30	1.09	1.07	1.02	0.97
40	1.11	1.09	1.05	1.00
50	1.13	1.11	1.08	1.03
60	1.14	1.13	1.09	1.05
80	1.17	1.16	1.12	1.09
100	1.19	1.18	1.14	1.12
120	1.21	1.20	1.16	1.15
150	1.23	1.22	1.19	1.17

* The four categories are as follows:

- (1) Category A refers to individual members, and equipment secured to them an open docks for which the 3s gust speed applies with a factor for increase of speed with height according to a power-law equation having an exponent of 0.075.
- (b) Category B refers to parts or the whole of the superstructure above the lowest still water level whose greatest dimension horizontally or vertically, does not exceed 50m, for which a 5s gust applies using a power-law exponent of 0.08.
- (c) Category C refers to parts or the whole of the superstructure above the lowest still water level whose greatest dimension horizontally or vertically exceed 50m, for which a 15s mean speed applies using a power-law exponent of 0.09.
- (d) Category D refers to the exposed superstructure, regardless of dimension, to be used when determining the wind forces associated with maximum wave or current force which predominates, for which a 1min mean speed applies using a power-law exponent of 0.12.

표(2-24) 사각형 구조물에 적용되는 풍속 계수

Plan shape	$\frac{l}{w}$ (see note)	$\frac{b}{d}$ (see note)	Height/breadth ratio							
			Up to 1/2	1	2	4	6	10	20	
			Wind force coefficient, C_f							
	>4	>4 <1/4	1.2 0.7	1.3 0.7	1.4 0.75	1.5 0.75	1.6 0.75	— —	— —	
	3	3 1/3	1.1 0.7	1.2 0.75	1.25 0.75	1.35 0.75	1.4 0.8	— —	— —	
	2	2 1/2	1.0 0.75	1.05 0.75	1.1 0.8	1.15 0.85	1.2 0.9	— —	— —	
	1 1/2	1 1/2 2/3	0.95 0.8	1.0 0.85	1.05 0.9	1.1 0.95	1.15 1.0	— —	— —	
	1	1	0.9	0.95	1.0	1.05	1.1	1.2	1.4	
Note : b is the dimension normal to the wind; d is the dimension measured in the direction of the wind; l is the greater horizontal dimension; w is the lesser horizontal dimension.										

다. 조류속 하중(current loading)

설계 유속은 재현기간동안 발생 가능한 조위, 해일과 취송류(wind-induced current)의 가장 불리한 조합을 고려하여 정해야 하며, 최대 조류속의 추정치는 가용한 조위 및 조류속 데이터의 정확성과 세부 사항을 반영하여야 한다. 취송류는 12시간 동안의 바람에 기초해서 계산하여야 하며, 수표면의 조류속은 대개 풍속의 2 ~ 3% 정도이다. 취송류는 수심에 따라 선형으로 감소되는 것으로 가정한다. 설계 조류속으로는 10분 평균 조류속이 권장된다.

(가) 항력 계수(force coefficients)

부유체에 작용하는 힘의 속성은 매우 복잡하고 완벽히 이해하기가 힘들다. 이론적으로 부유체에 작용하는 힘은 유속, 흐름에 수직한 면적, 전체 윤표면적(total wetted area), 조도, 상세형상, 해저와의 근접성 및 다른 경계조건 등의 요소들에 의존한다. 실제로는 선박에 작용하는 종방향 힘처럼 흐름에 수직한 면적은 흐름과 평행한 길이 방향에 비해 매우 작기 때문에 부유체에 작용하는 힘은 유속과 윤표면적에 관계된 계수로 표현된다. 흐름에 수직한 폭이 길이와 비슷한 부체의 경우 지배적인 요소는 길이가 아니라 폭으로 가정된다. 원통형 부체나 파일 같은 구조 부체에 작용하는 힘은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$F_D = 1/2(C_D \rho V^2 A_n) \quad (2-117)$$

여기서,

F_D : 정상 항력(steady drag force in kN)

C_D : 항력 계수

ρ : 물의 질량 밀도(in t/m^3)

V : 입사 조류속(in m/s)

A_n : 흐름에 수직한 면적(in m^2)

바지나 폰툰 같은 부유식 구조물에 대한 힘과 계수에 대한 자료는 거의 없으며, 바지의 예인 실험(towing test)으로 구한 항력 계수 결과가 그림(2-24)에서 그림(2-27)에 제시되어 있으며, wall-sided boxes의 형상에 따른 항력 계수가 표(2-25)에 제시되어 있다.

표(2-25) wall-sided boxes에 대한 조류속 항력 계수

Shape of model	Breadth/draught ratio B/D	Drag force coefficient C_D
Square	8.1	0.72
	3.4	0.70
	1.6	0.86
Octagon (face leading)	8.1	0.57
	3.4	0.52
	1.6	0.60
Octagon (corner leading)	1.8	0.58
Cylinder	8.1	0.47
	3.4	0.39
	1.6	0.45
Note 1. A drag coefficient of 1.0 should be used unless more reliable values can be obtained.		
Note 2. The data source for this table is reference [4].		

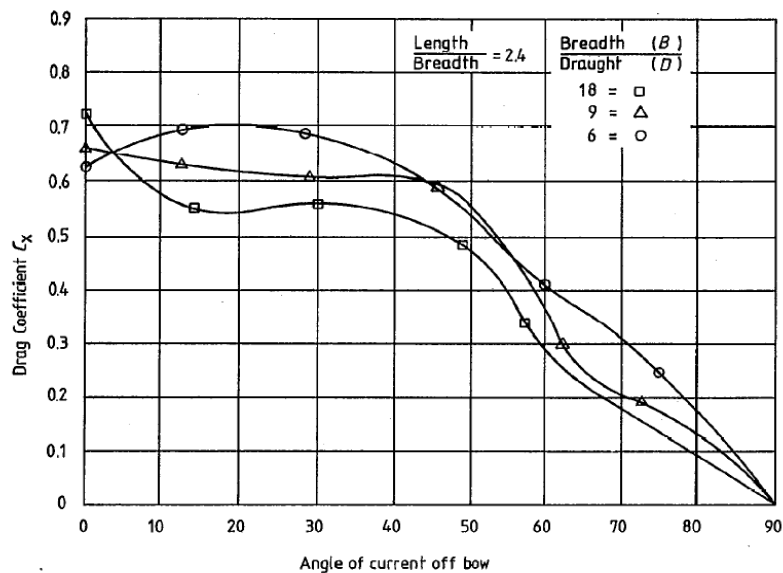


Figure 2. Longitudinal drag coefficient for rectangular pontoon in deep water

그림(2-24) 사각형 폰툰의 종방향 항력 계수

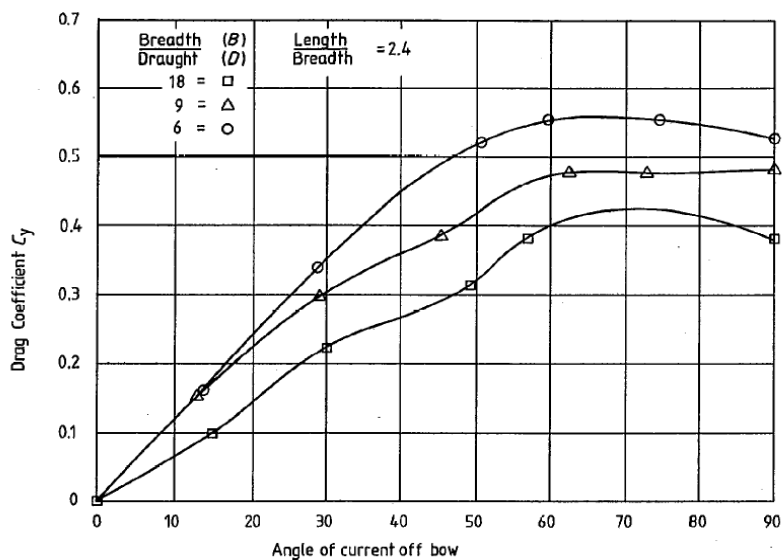


Figure 3. Transverse drag coefficient for rectangular pontoon in deep water

그림(2-25) 심해에서의 사각형 폰툰의 횡방향 항력 계수

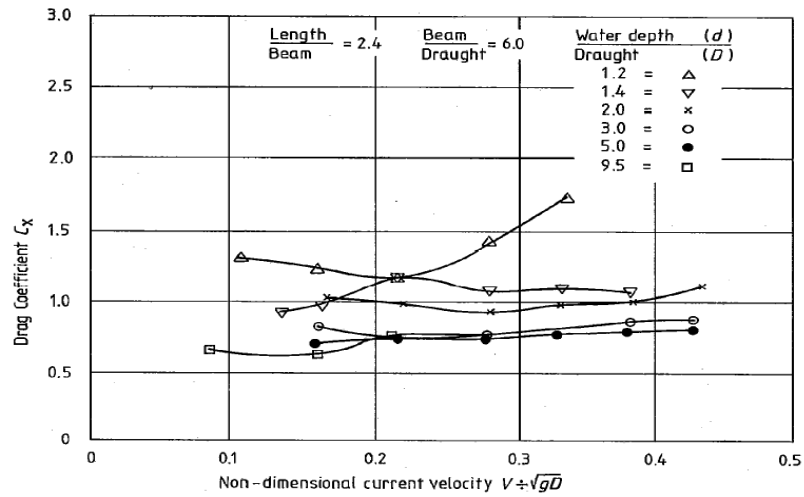


Figure 4. Longitudinal drag coefficient at various water depths for rectangular pontoon with current head on

그림(2-26) 정면으로 입사한 조류속에 대한 사각형 폰툰의 수심별 종방향 항력 계수

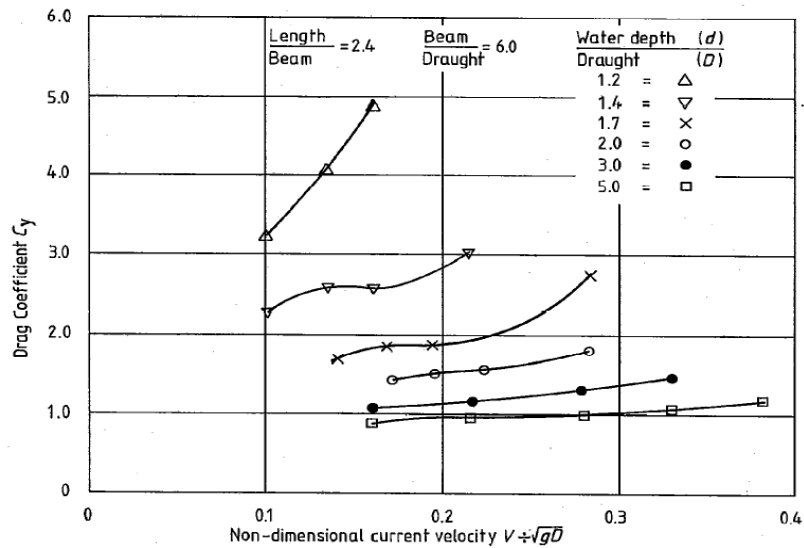


Figure 5. Transverse drag coefficient at various water depths for rectangular pontoon with current beam on

그림(2-27) 측면으로 입사한 조류속에 대한 사각형 폰툰의 수심별 횡방향 항력 계수

그림(2-24)에서 그림(2-25)의 계수를 적용하여 조류속에 의한 방향별 힘은 다음 식으로 구한다.

$$F_x = 1/2(C_x \rho V^2 A_x) \quad (2-118)$$

$$F_y = 1/2(C_y \rho V^2 A_y) \quad (2-119)$$

여기서,

F_x : 종방향(x축)을 따라 작용하는 조류력(in kN)

F_y : 횡방향(y축)을 따라 작용하는 조류력(in kN)

C_x : 종방향(x축) 조류 항력 계수

C_y : 횡방향(y축) 조류 항력 계수

ρ : 물의 질량 밀도(in t/m^3)

A_x : 종방향(x축)에 수직한 유효 흐름 면적(in m^2)

A_y : 횡방향(y축)에 수직한 유효 흐름 면적(in m^2)

V : 입사 조류속(in m/s)

(나) 모형실험과 이론식을 이용한 평가

모형실험과 이론식을 이용하여 흐름에 의한 힘을 평가 할 경우에는 힘이나 부체의 저항에 기여하는 다양한 요소들을 정의하고 축소시키기 어렵기 때문에 상당한 주의를 요한다. 항력 계수 C_D 는 대개 전체 항력 계수를 나타내지만 이론적으로는 압력 항력, 표면 마찰 항력 및 조파 저항 등으로 구성된다. 전체 항력 계수는 모형실험의 수심이나 폭 제한 때문에 정확한 값이 아니므로 부유체 근처에 바닥이 존재하는 경우에는 계수값을 조정하여 사용하여야 한다.

라. 부유식 구조물의 설계

BS 6349에서 부유식 구조물의 설계는 한계상태 설계법(limit state design)을 근간으로 부유식 구조물에 작용하는 하중과 하중 조건을 규정하고 있다. 하중 조건은 평상시 하중 조건(normal loading condition), 극한 하중 조건(extreme loading condition), 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) 및 이송 중 발생하는 하중(load during transportation)으로 구분하여 극한 한계 상태(ultimate limit state)와 사용 한계 상태(serviceability limit state)로 구분하여 하중 계수를 달리 적용하도록 규정하고 있다.

(가) 하중(loads)

부유식 구조물의 설계를 위한 하중의 종류는 사하중(dead load), 상재 하중(super-imposed load), 부가 하중(imposed load), 선박으로부터 발생하는 접안 및 계류 하중(berthing and mooring load), 환경 하중(environmental load) 및 정수압 하중(hydrostatic load) 등이 있다.

- 사하중(dead load): 사하중은 구조물 요소들의 유효 질량(effective mass)을 말하며, 설계 시에 요소의 공기 중 질량과 정수압에 의한 양압력(부력)을 고려해야 한다.
- 상재 하중(super-imposed load): 상재 하중은 구조물 요소가 아니면서 구조물에 부가되는 하중을 형성하는 모든 항목의 질량을 말하며, 계류 윈치(mooring winch)나 화물 처리를 위한 고정 장비(fixed equipment for cargo handling) 등이 해당된다. 해석 시에 상재하중은 제거된 상태도 고려할 필요가 있는데 이것은 전체 안정성을 감소시키거나 구조물의 다른 부분의 제거 효과를 경감시킬 수 있기 때문이다.
- 부가 하중(imposed load) : 부가 하중을 평가 할 때 충격력에 대한 고려가 필요하며, 구조물 주변의 선박의 접안으로 인한 하중은 접안 하중으로 고려되어야 한다. Anchor leg mooring으로부터 발생하는 하중은 사용된 와이어(wire)나 체인(chain)의 최소 파단 하중과 같도록 한다. 파단 하중에는 하중 계수 1.2가 적용된다.

- 선박의 접안 계류로 인한 하중(berthing and mooring loads from vessels) : 부유식 구조물 주변에 계류된 선박으로 인한 접안 및 계류 하중은 고정식 구조물에 작용하는 접안 및 계류 하중 산정식을 이용하여 구한다. 비정상 접안(abnormal berthing)의 경우도 고려하여야 하며, 비정상 접안은 선박의 엔진 고장, 계류나 예인 로프의 파단, 바람이나 조류속의 갑작스런 변화 및 인간의 조종 실수 등이 해당된다. 또한, 계류된 선박과 부유식 구조물의 상대적인 요동도 고려되어야 한다.
- 환경 하중(environmental loads) : 바람, 파랑, 조류속의 하중을 고려하여야 한다.
- 정수압 하중(hydrostatic loads) : 부력의 효과를 고려할 때에는 부력과 자중을 구분하여 적용하는 것이 바람직하다.

(나) 하중 조건(load conditions)

부유식 구조물의 설계를 위한 하중 조건은 두 가지나 그 이상의 큰 하중이 동시에 작용할 수 있으므로 동시에 고려되어야 하고, 평상시 하중(normal loading condition), 극한 하중 조건(extreme loading condition), 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) 및 이송 중 발생하는 하중(loading during transportation)으로 구분하여 적용하고 있다.

- 평상시 하중 조건(normal loading conditions) : 구조물의 설계 수명동안 일어날 수 있는 평상시 운용 조건에 관계된 하중 조합이다.
- 극한 하중 조건(extreme loading conditions) : 구조물의 설계 수명동안 일어날 수 있는 가장 가혹한 하중에 관계된 하중 조합이며, 접안시의 조종 불능으로 인한 사고 하중 등은 제외된다.
- 시공 중 임시 하중(temporary loading during condition) : 시공 단계별로 발생할 수 있는 하중들을 고려해야 한다.
- 이송 중 발생하는 하중(loading during transportation) : 이송 중 발생하는 하중은 환경 조건 및 이송 기간을 고려하여 산정하여야 하며, 관련 대피 대책 등도 고려해야 한다.

(다) 하중 계수(load factors)

한계 상태 설계법에서 쓰이는 부분 하중 계수 γ_f 은 표(2-26)에 제시되어 있다.

표(2-26) 부유식 구조물에 관한 부분 하중 계수 γ_f

Load	Limit state	Load case*		
		1	2	3
Dead: steel	ULS + SLS +	1.05 1.0	1.05 1.0	1.0
Dead: concrete	ULS SLS	1.15 1.0	1.15 1.0	1.15
Dead: superimposed	ULS SLS	1.2 1.0	1.2 1.0	1.2
Imposed	ULS SLS	1.4 1.1	1.2§ 1.0	1.2
Berthing or mooring loads from vessels	ULS SLS	1.4 1.1	1.2§ 1.0	-
Environmental	ULS SLS	1.4 1.1	1.2 1.0	1.2
Hydrostatic	ULS SLS	1.1 1.0	1.0 1.0	1.0
* Load case 1 is normal loading; load case 2 is extreme loading ; load case 3 is temporary loading during construction and transportation. + ULS is the ultimate limit state. + SLS is the serviceability limit state. § Loads from anchor leg moorings should be taken as the minimum breaking load of a wire or chain times 1.2				

(라) 안정성(stability)

부유식 구조물의 안정성을 결정하는 요소는 경심(metacentric height)과 구조물 선단에서 측정한 각도로 표시되는 안정 범위(range of stability)이며, 구조물의 종류에 따른 경심과 안정 범위가 표(2-27)에 제시되어 있다.

표(2-27) 경심과 안정 범위의 대표적인 값

Vessel or structure	Metacentric height(GM)	Range of stability
	m	°
Ship	0.15 to 3.0	45 to 75
Dry dock	Minimum 1.0	30 to 50
Pontoon	1.0 to 15.0	25 to 50

2-12 경사제 상부공에 작용하는 파력

2-12-1 경사제 상부공에 작용하는 파력의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 경사제의 상부공에 작용하는 파력에 대해 정확한 산정식을 제시하고 있지 않으나, BS 6349에서는 유의파고와 천단고의 비를 이용한 간단한 파력 산정식을 제시하고 있다. CIRIA/CUR 및 coastal engineering manual에서는 상부공의 활동 및 전도 안정성을 산정하는 공식과 상치공의 형태에 따른 jensen and bradbury식과 pederson식으로 상부공에 작용하는 수평파력과 양압력을 계산하는 식을 제시하고 있다.

2-12-2 BS 6349: maritime Structure (2000)

BS 6349에서는 경사제 상부공 설계 시 수리모형 실험 결과가 없고 파가 천단 구조물에서 쇄파되지 않을 때, 파압은 정수면 위쪽의 천단고와 유의 파고 사이의 차이에 비례한다고 가정한다. 파압은 연직벽 전체 높이에 대해 일정하다고 가정되며, 다음 경험식으로 구한다.

$$P_W = K W_W L \left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5 \right) \quad (2-120)$$

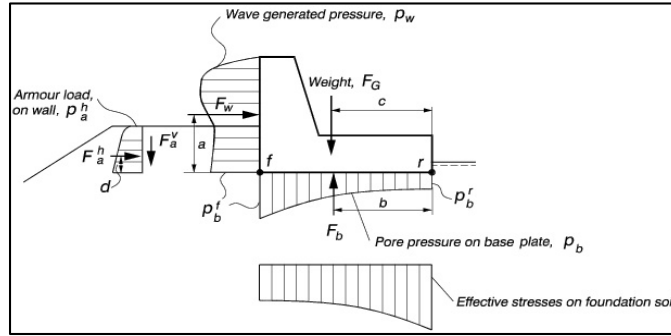
여기서,

- P_W : 파압(kN/m²)
- H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)
- H_c : 사석 경사제의 천단고(m)
- W_W : 물의 단위 중량(담수 9810 N/m³, 해수 10500 N/m³)
- K : 무차원 계수 (0.025 ~ 0.19 사석부터 테트라포드까지)

2-12-3 CIRIA & coastal engineering manual

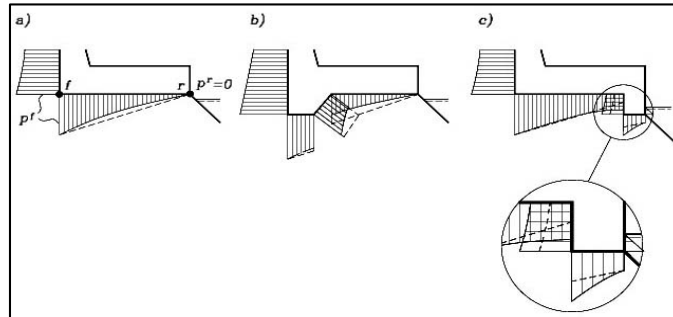
manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)과 coastal engineering manual(CERC, 2001)에서는 상부공에 작용하는 파력의 산정 공식으로 Jansen(1984) and Bradbury et al(1988)식과 Pederson(1996)식을 제시하고 있다. 경사식 방파제의 상부공에 작용하는 파력은 입사와 조건과 상부공 전면의 사석 피복층 및 천단 구조물 자체의 상세 제원에 크게 의존한다. 주 하중은 콘크리트 상부공의 전면벽에 작용하며, 두 번째 효과는 상부공 하부를 지나가는 양압력이다. 이 힘들은 콘크리트 상부공의 자중과 상부공과 하부 사석층의 마찰력에 의해 저항을 받게 된다.

coastal engineering manual은 경사제 상부공에 작용하는 파력은 처오름이 구조물에 도달할 때 작용하고, 불규칙파에 의한 파력은 확률적 속성을 가지므로 주어진 순간에 작용하는 파압과 합력은 그림(2-28)과 같이 작용한다고 정의하고 있다. 전면벽에 작용하는 파압 p_w 분포는 종종 발생하는 큰 연직 유속과 가속도에 크게 영향을 받는다. 바닥판에 작용하는 양압력 p_u 는 바닥판 하부의 공극수압과 같으며, 전면 하단의 양압력 p_b^f 는 전면벽 하단의 수평 파압과 같으며, 바닥판 끝단의 양압력 p_b^r 은 그 위치에서의 정수압과 같다.



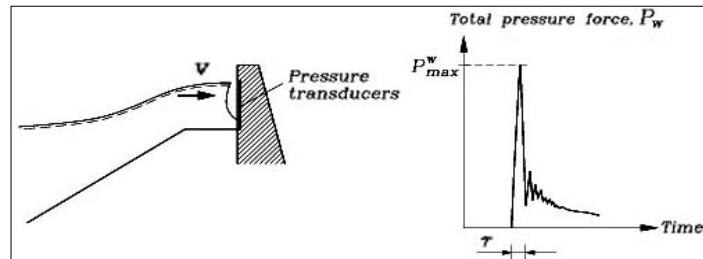
그림(2-28) 경사제 상부공에 작용하는 과력

전단기가 설치되어 있는 상부공의 양압력 분포는 그림(2-29)와 같다.



그림(2-29) 전단기가 설치된 경우의 양압력 분포

상부공 전면벽 앞에 설치된 사석과 필터석은 사석 하중 p_a 를 발생시키고, 전체 합력 F_a 는 사석과 벽의 마찰 때문에 일반적으로 수직 분포가 아니다. 만일 상부공에서 짧은 시간동안 그림(2-30)과 같은 충격력이 발생하게 된다.



그림(2-30) 상부공에 쇄파가 발생 시의 충격력

coastal engineering manual에서도 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서 제시된 Jensen and Bradbury 공식과 Pederson 공식을 제시하고 있으며, 식의 형태가 약간 다르고, 기호나 계수 값의 약간 차이를 보인다.

(1) Jensen (1984) and Bradbury et al (1988)

Jensen과 Bradbury에 의해 수행된 그림(2-31)의 다섯 가지 단면에 대한 수리모형 실험 데이터로부터 만들어진 최대 수평 파력에 대한 경험식은 의해 식 (2-121)에 제시되어 있다.

$$\frac{F_{h,0.1\%}}{\rho_w g h_w L_{op}} = (\alpha + \beta \frac{H_s}{A_c}) \quad (2-121)$$

여기서,

H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)

L_{op} : 최대 파주기에 대한 심해 파장(m)

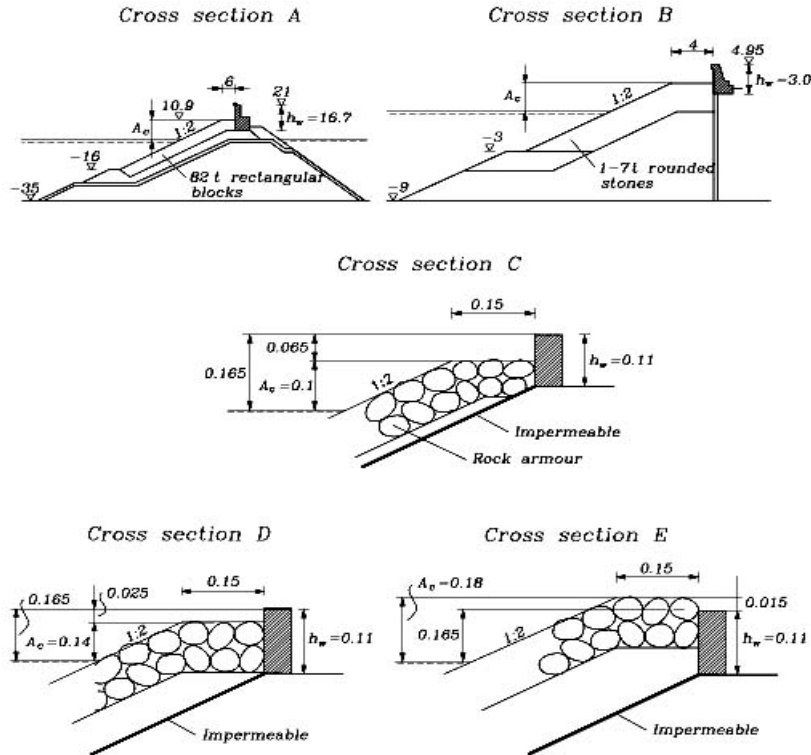
h_w : 상부공 높이(m)

A_c : 정수면으로부터의 사석 보호공 천단고(m)

α, β : 표(2-27)에 제시된 경험 계수

표(2-27) 단면 A에서 E의 상부공의 파력 계산 시 경험 계수 a, b

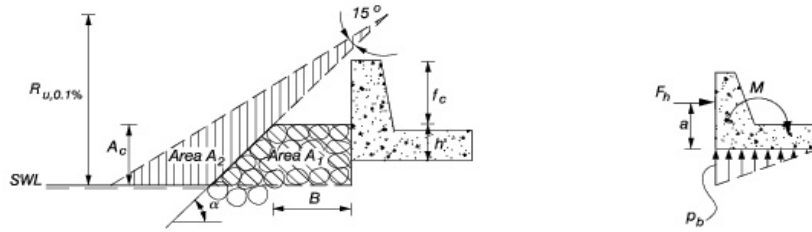
Cross section	Parameter ranges in tests			0.1% exceedence values of coefficients in Eq (VI-5-186)		Coefficient of variation	Reference
	A_c (m)	$s_{op} = \frac{H_s}{L_{op}}$	$\frac{H_s}{A_c}$	α	β		
A	5.6 - 10.6	0.016 - 0.036	0.76 - 2.5	-0.026	0.051	0.21	Jensen (1984)
B	1.5 - 3.0	0.05 - 0.11	0.82 - 2.4	-0.016	0.025	0.46	—
C	0.10	0.023 - 0.07	0.9 - 2.1	-0.038	0.043	0.19	Bradbury, et al. (1988)
D	0.14	0.04 - 0.05	1.43	-0.025	0.028	—	—
E	0.18	0.04 - 0.05	1.11	-0.088	0.011	—	—



그림(2-31) Jensen과 bradbury의 실험 단면

(2) Pederson (1996)

Pederson은 수평 파력, 전도모멘트 및 수평 파압식을 다음과 같이 제시하였다.



그림(2-32) Pederson의 수평 파력, 전도모멘트 및 수평 파압

$$F_{H,0.1\%} = 0.21 \sqrt{\frac{L_{om}}{B}} \left(1.6 p_m y_{eff} + A \frac{p_i}{2} h' \right) \quad (2-122)$$

$$M_{H,0.1\%} = a F_{H,0.1\%} = 0.55 (d_{c,prot} + y_{eff}) F_{H,0.1\%} \quad (2-123)$$

$$P_{U,0.1\%} = 1.0 A p_i \quad (2-124)$$

여기서,

- L_{om} : 평균 파주기에 해당하는 심해 파장(m)
- B : 벽 전면 사석 보호공의 소단 폭(m)
- h' : 사석 보호공으로 보호되는 상부공의 높이(m)
- f_c : 사석 보호공으로 보호되지 못하는 상부공의 높이(m)
- A_c : 정수면과 사석 보호공 소단 천단까지의 높이(m)
- A : $\min(A_2/A_1, 1) A_1$ 과 A_2 는 그림(2-32)에 보이는 면적
- p_m : $p_m = g \rho_w (R_{u,0.1\%} - A_c)$
- $R_{u,0.1\%}$: 0.1% 초과 확률에 해당하는 처오름 높이

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12 H_s \zeta_m & \zeta_m \leq 1.5 \\ 1.34 H_s \zeta_m^{0.55} & \zeta_m > 1.5 \end{cases}$$

$$\zeta_m = \tan \alpha / \sqrt{H_s / L_{om}}$$

α : 사석 보호공의 경사각(°)

$$y_{eff} = \min(y/2, d_{ca})$$

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0.1\%} - R_{ca}}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & y > 0 \\ 0 & y \leq 0 \end{cases}$$

상부공의 파괴 모드는 상부공의 강도에 의해 좌우되는 구조물의 파단(breakage)과 하부 사석층과의 상호 작용에 의해 발생하는 구조물의 활동(sliding) 및 전도(overturning)이다. 상부공의 활동과 전도에 대한 안정성은 식 (2-125)과 식 (2-126)로 검토 한다.

$$f(F_G - F_U) \geq F_H \quad \text{for stability against sliding} \quad (2-125)$$

여기서,

F_G : 부력을 뺀 구조물의 자중(N)

F_U : 파랑에 의한 양압력(N)

F_H : 파랑에 의한 수평력(N)

f : 마찰 계수

$$M_G - M_U \geq M_H \quad \text{for stability against overturning} \quad (2-126)$$

여기서,

M_G : 천단 구조물 질량에 의한 안정 모멘트(Nm)

M_U : 파랑에 의한 양압력으로 발생하는 모멘트(Nm)

M_H : 파랑에 의한 수평력으로 발생하는 모멘트(Nm)

마찰 계수는 주로 0.5 주위의 값이 쓰이며, 하부층에 상당한 전단기가 있는 경우는 더 큰 값을 쓸 수도 있다.

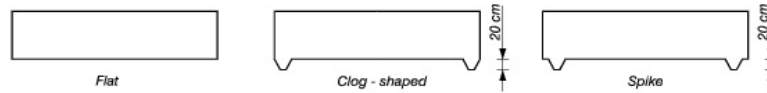


Table of Dynamic friction coefficients

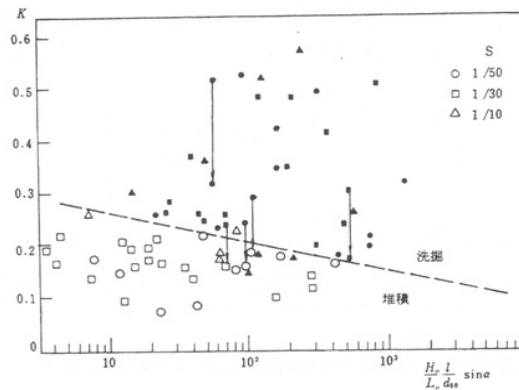
Levelling	Bottom pattern	μ_{max}	$\overline{\mu_{max}}$	μ_{const}	μ			
					S=5 cm	S=10 cm	S=20 cm	S=30 cm
rough	flat	0.75	0.70	0.70	0.53	0.59	0.65	0.70
		0.73	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
	clog-shaped	1.19	1.13	1.16	0.76	0.91	0.98	1.08
		1.11	1.02	1.01	0.76	0.90	1.01	1.00
	spike	0.85	0.79	0.80	0.62	0.80	0.80	0.80
		0.97	0.81	0.84	0.70	0.70	0.83	0.95
	clog-shaped with foot protection	1.45	1.36	>1.4	1.11	1.30	1.41	
		1.34	1.19	>1.3	0.94	1.09	1.28	
fine	flat	0.68	0.63	0.65	0.63	0.64	0.64	0.55
		0.70	0.60	0.60	0.59	0.60	0.60	0.60
	clog-shaped	1.18	1.08	1.08	0.95	1.03	1.08	1.08
		1.15	1.01	1.06	0.90	0.94	0.97	1.04
	spike	0.87	0.78	0.82	0.72	0.72	0.75	0.82
		1.04	0.87	0.82	0.78	0.95	1.01	0.85

μ_{max} dynamic friction coefficient corresponding to maximum tensile load
 $\overline{\mu_{max}}$ dynamic friction coefficient corresponding to the average of the peak tensile loads
 μ_{const} dynamic friction coefficient corresponding to constant tensile load
 μ dynamic friction coefficient corresponding to caisson displacement S
 S caisson displacement

2-13 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량

2-13-1 항만 및 어항 설계기준(2005)

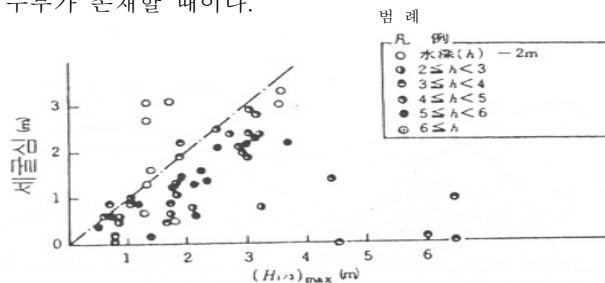
항만 및 어항 설계기준은 파제, 방사제, 돌제 및 도류제 등의 구조물 주변의 세굴에 의해 구조물이 영향을 받을 염려가 있는 경우에는 필요에 따라 세굴에 대해 고려하도록 규정하고 있다. 호안 전면 세굴은 파의 반사율과 밀접한 관계가 있으므로, 그림(2-33)은 호안의 반사율 K 와 파랑 경사 H_0/L_0 , 저질의 중앙입경 d_{50} , 호안 경사 α ($\alpha=90^\circ$ 인 경우 직립제), 평형 단면시의 파의 기어오름 위치로부터 호안 설치 위치까지의 거리 ℓ 로 표시되는 파라미터 $(H_0/L_0)(\ell/d_{50})\sin\alpha$ 에 의해 전면의 세굴·퇴적을 판정하기 위해 제안된 것이다.



그림(2-33) 호안 제간부의 세굴·퇴적의 판정 조건

(1) 쇄파 영역에서의 전면 세굴

방파제 주변의 국소세굴은 주로 쇄파 영역에서 생기는 세굴과 중복파 영역에서 생기는 세굴로 구분되며, 방파제 두부의 국소 세굴은 그림(2-34)에 방파제 두부 주변의 세굴심의 최대치와 세굴심 측정 시로부터 15일전까지의 유의파고의 최대치($H_{1/3})_{max}$ 와의 관계를 나타내며, 그림(2-35)은 방파제 두부 주변의 수심과 세굴심과의 관계를 나타낸다. 세굴심이 최대가 되는 것은 수심 3~5m 부근(쇄파대)에 두부가 존재할 때이다.



그림(2-34) 방파제 두부의 세굴심과 15일전까지의 최대 유의파고와의 관계

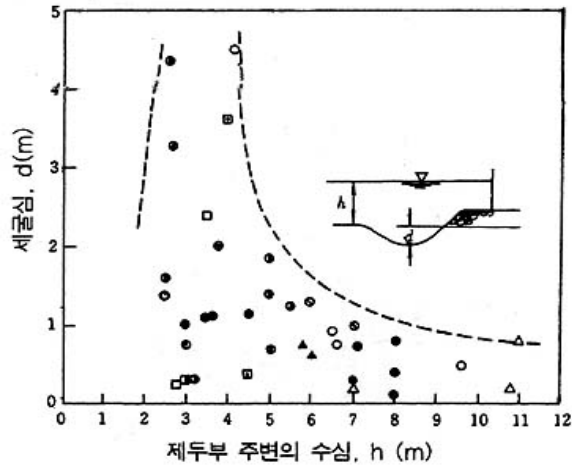


그림 (2-35) 방파제 두부에서의 세굴심과 수심의 관계

방파제 전면의 세굴은 그림(2-36)에 방파제 전면의 세굴심과 수심과의 관계를 나타내며, 그림에서 검은 원(•)은 방파제 경사부 주변의 세굴 상황을 나타내는데, 수심 7m 지점의 방파제 굴곡부에서 세굴이 최대이고 외해로 향해 세굴심이 점차 감소하고 있음을 알 수 있다. 한편, 빈 원(○)은 방파제 직부 전면의 세굴심으로서 수심 2m 정도에서 최대치를 나타내고 이 보다 얕아지거나 깊어지면 세굴심이 감소하는데, 세굴심이 최대인 곳은 연안 사주가 존재하는 곳에 해당된다.

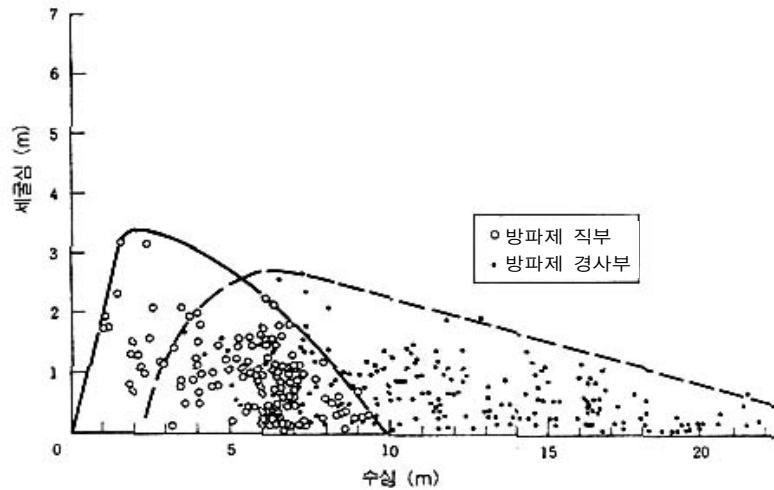
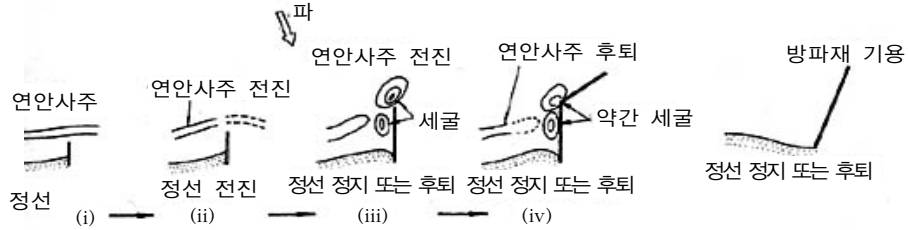


그림 (2-36) 방파제 전면 세굴심과 수심과의 관계

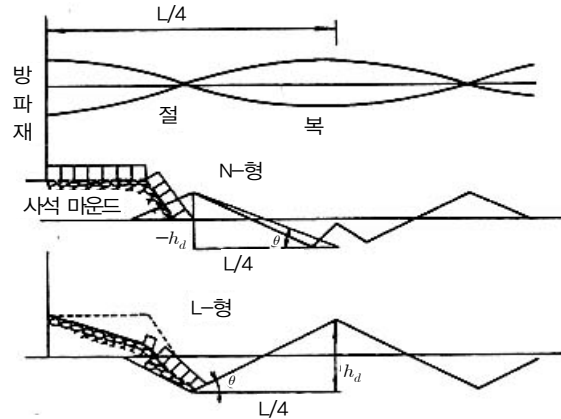
방파제 외측의 국소 세굴은 그림(3-37)는 방파제 연장 공사에 따라 생기는 현저한 국소 세굴의 예이다. 즉, (i) 방파제 두부 (특히, 두부가 쇄파대에 있는 경우 현저함), (ii) 방파제 직부 주변 (특히, 방파제가 연안 사주를 횡단하는 지점 부근에서 현저함), (iii) 잠제의 주변 (특히, 항 내측에서 현저함), (iv) 방파제의 굴곡부이다.



그림(2-37) 방파재 외측에서의 국소 세굴

(2) 중복과 영역에서의 전면 세굴

직립벽 전면의 세굴은 그 설치 수심이 증가하여 중복과 영역으로 이동함에 따라 감소하는 경향을 나타낸다. 해저에서 입사파의 최대유속 U_b 와 해저질의 침강속도 w 와의 비 U_b/w 가 기본지표인데, $U_b/w > 10$ 인 경우는 중복과의 절에서 세굴, 북에서 퇴적(L형 세굴)이 일어나고, $U_b/w < 10$ 인 경우는 반대로 중복과의 절에서 퇴적, 북에서 세굴(N형 세굴)이 일어나는 것을 보여준다.



그림(2-38) 중복과에 의한 세굴의 제원

(3) 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량

파력을 받는 경사구조물의 표면을 피복하는 사석 또는 콘크리트블록의 소요질량 또는 혼성제 사석부의 피복석 또는 블록의 소요질량은 적절한 수리모형실험 또는 다음 식에 의해 산정한다.

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (2-127)$$

여기서,

M : 사석 또는 콘크리트블록의 소요 질량(t)

ρ_r : 사석 또는 콘크리트블록의 밀도(t/m³)

H : 안정계산에 사용되는 파고(m)

N_s^3 : 주로 피복재의 형상, 경사, 피해를 등에 의해서 정해지는 계수

S_r : 사석이나 콘크리트블록의 물에 대한 비중

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 파의 제원이나 설치수심, 사석부의 두께, 전면 어깨폭, 경사 등의 사석부 형상, 피복재의 종류나 쌓는 방법, 그리고 위치(제두부나 제간부) 등에 따라 다르다. 혼성제 사석부의 피복재 소요질량은 브레브너 도넬리(Brebner, Donnelly, 1962) 식에 의해 구할 수 있으며, 항만 및 어항 설계기준은 안정계수 N_s 를 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있다.

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-K}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} + 1.8 \exp[-1.5 \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}}] \right\} ; B_M/L' < 0.25 \quad (2-128)$$

$$K = K_1(K_2)_B \quad (2-129)$$

$$K_1 = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \quad (2-130)$$

$$(K_2)_B = \max \{ \alpha_s \sin^2 \beta \cos^2(2\pi l \cos \beta / L'), \cos^2 \beta \sin^2(2\pi l \cos \beta / L') \} \quad (2-131)$$

여기서,

h' : 기초 사석부(피복층제외)의 마루의 수심(m)

l : 파가 직각으로 입사할 경우는 앞 어깨폭 B_M (m)

파가 사각으로 입사할 경우는 앞 B_M 또는 B'_M 중에서

$(K_2)_B$ 가 큰 편의 값(그림(2-39) 참조)

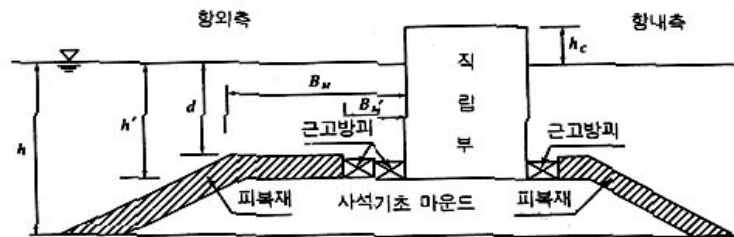
L' : 수심 h' 에서 설계 유의파 주기에 대한 파장(m)

α_s : 대상지점이 수평한 경우의 보정계수(= 0.45)

β : 파의 입사각(기준선방향과 이루는 각, 15°의 파향 보정은 하지 않음)

$H_{1/3}$: 설계유의파고(m)

위 식은 제간부를 대상으로 하고 입사각이 60°까지 경사지게 입사하는 파에 대해서도 유효하다.



그림(2-39) 혼성제의 표준단면과 기호

변형을 허용하는 안정계수는 사석부의 높이가 낮은 비쇄파조건에 한정하여 기무라(須藤·木村, 1992)등은 수리실험을 실시한 후 임의의 작용파수 N 과 피해율 $D_N(\%)$ 에 대한 안정계수 N_s 를 구하는 식을 제안하였다.

$$N_s^* = N_s [D_N / \exp \{0.3(1 - 500/N)\}]^{0.25} \quad (2-132)$$

여기서 N_s 는 다니모토(谷本, 1982)식에 의해 주어지는 안정계수이고, $N=500$ 으로 피해율 1%인 경우의 안정계수이다. 설계에서는 피해의 진행상황에서 판단하여 $N=1000$ 과를 채택할 필요가 있다. 한편 피해율로서는 2층피복이면 3~5%로 해도 충분하다고 생각된다. 즉 $N=500$, $D_N=1(\%)$ 을 주면 $N_s^*=1.44N_s$ 가 되며 소요질량은 약 1/3이 된다.

사석부 피복재상의 수심이 낮은 경우는 쇄파에 의해 불안정하게 되는 경우가 많다. 이 때문에 안정계수는 $h'/H_{1/3} \geq 1$ 인 조건일 때 적용하고 $h'/H_{1/3} < 1$ 일 때는 사면피복재의 안정계수를 사용하는 것이 적절하다. 더욱 다니모토(谷本, 1982)등의 피복석 안정계수는 $h'/H_{1/3}$ 이 적은 경우에는 실험으로 검증되지 않고 있다. 따라서 $h'/H_{1/3}$ 가 1정도 일 때는 수리모형실험을 통해 확인하는 것이 바람직하다.

피복석의 층수는 원칙적으로서 2층을 표준으로 한다. 단, 시공예나 피해사례를 고려해서 1층으로 해도 좋다. 또 피복블록의 층수에 관해서는 1층을 표준으로 하나 블록의 형상, 해상조건이 좋지 않은 경우에는 2층으로 해도 좋다.

제두부는 직립부 끝부분의 모서리로 국소적으로 빠른 유속이 발생하기 때문에 피복재가 움직이기 쉽고 이곳의 피복재질량의 할증에 대해서는 수리모형실험을 통해 확인할 필요가 있다. 수리실험을 하지 않는 경우에는 제간부 질량의 1.5배 이상으로 하는 것을 표준으로 한다. 또 범위에 대해서는 케이슨식의 방파제일 경우 제두부분의 케이슨 1개정도로 한다.

더욱 확장된 다니모토(谷本)식으로도 제두부 피복석 질량을 산정할 수 있다. 즉 제두부의 경우에는 식(2-129)의 무차원유속 K 를 다음과 같이 고쳐 쓴다.

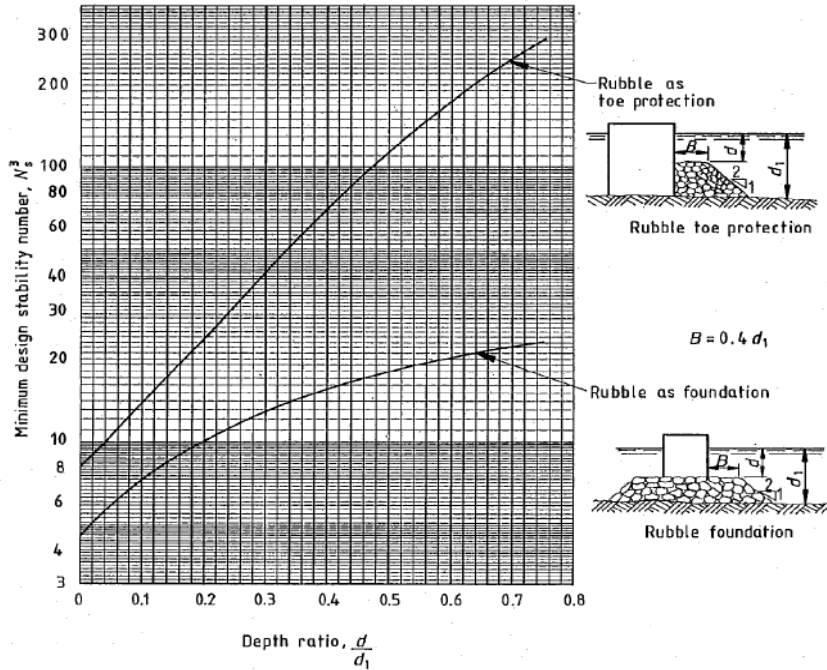
$$K = K_1 (K_2)_T \quad (2-133)$$

$$(K_2)_T = 0.22 \quad (2-134)$$

단, 산정된 질량이 제간부의 1.5배 이하인 경우에는 1.5배로 하는 것이 바람직하다.

2-13-2 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 구조물 주변의 세굴 산정식은 제시하고 있지 않으며, 혼성제 사석부의 소요 질량 산정식인 식 (2-127)에 shore protection manual에 제시된 그림(2-40)에 주어진 Brebner & Donnelly의 안정계수 N_s 를 사용하도록 규정하고 있다.



그림(2-40) 혼성제 사석부와 바닥 소단 보호공을 위한 안정계수 N_s

BS 6349에서는 수로 바닥의 세굴을 방지하기 위한 사석 안정 공식으로 shore protection manual에 제시된 Isbash 공식을 제시하고 있으며, 항만 및 어항 설계기준에 제시된 Isbash식과는 약간 다른 형태를 가진다. 방파제 두부에는 제간부에 비해 세굴방지공의 폭과 사석의 크기를 최소 50% 이상 증가시키도록 규정하고 있다.

$$W = 0.0219 \frac{V^6 W_r}{g^3 X^6} \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right)^{-3/2} \quad (2-135)$$

여기서,

W : 사석의 공기 중 중량(N)

V : 최대 조류속 속도(m/s)

W_r : 사석의 단위 중량(N/m³)

g : 중력가속도(m/s²)

X : 사석의 상대질량 밀도($W_r/W_w - 1$)

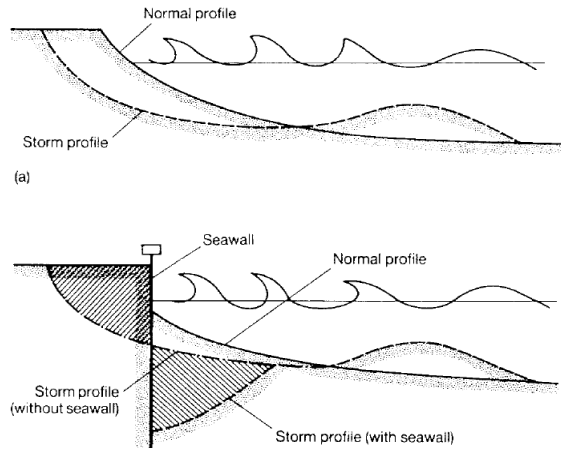
W_w : 물의 단위 중량 (담수 9810 N/m², 해수 10050 N/m²)

θ : 사면의 경사(°)

ϕ : 사석의 안식각(°)

2-13-3 CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering

manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007)에서는 경사식 구조물과 직립식 구조물의 세굴 발달 양상이 그림(2-41)에 나타나고 있으며, 구조물 주변의 세굴은 입사파와 반사파의 합성 작용에 의한 국부 입자 궤적 속도의 증가와 파랑과 조류의 합성 작용에 의해 증가한다고 밝히고 있다.

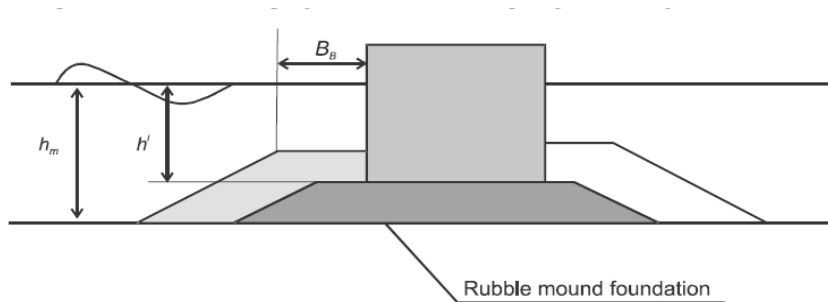


그림(2-41) 폭풍해일에 의한 seawall 전면에서의 추가적인 세굴 형상

coastal engineering manual에서 제시한 것과 같이 최대 세굴심 y_{max} 는 최대 비쇄파 파고 (maximum unbroken wave height) H_{max} 와 같고, 직립 구조물이나 급경사 구조물에 적용이 가능하다고 규정하고 있다.

$$y_{max} = H_{max} \quad (2-136)$$

혼성제의 사석부 피복제의 소요질량은 항만 및 어항 설계기준처럼 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있으며, Madrigal and Valdes(1995)의 식을 추가적으로 제시하고 있다.



그림(2-42) Madrigal and Valdez 안정성 실험의 개념도

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(5.8 \frac{h'}{h_m} - 0.6 \right) N_{od}^{0.19} \quad (2-137)$$

여기서, h'/h_m : 기초 사석부(피복층제외)의 상대 수심(m)

이 식의 적용 범위는 $0.5 < h'/h_m < 0.8$ 또는 $7.5 < h'/D_{n50} < 17.5$ 이며, 손상 계수 N_{od} 은 다음 값을 적용하도록 규정하고 있다.

- $N_{od} = 0.5$ *almost no damage*
- $N_{od} = 2.0$ *acceptable damage*
- $N_{od} = 5$ *failure*

소단 폭 B_B 는 $0.30 < B_B/h_m < 0.55$ 의 범위에 있다.

2-13-4 coastal engineering manual

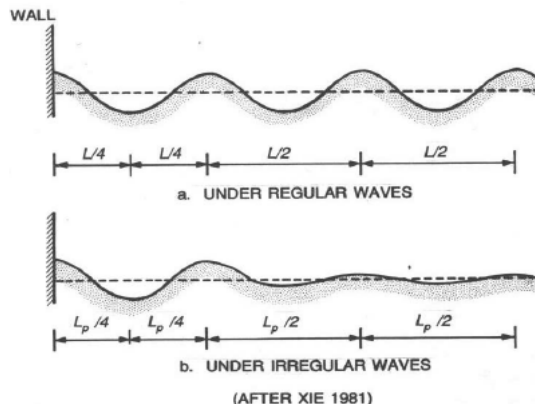
coastal engineering manual에서는 Xie, Hughes and Fowler, Sumer and Fredsoe 등의 연구 결과를 이용하여, 직립식 구조물, 경사식 구조물, 파일 및 파이프라인 주변의 세굴심 산정식과 사석 안정 중량식을 다양하게 제시하고 있다.

(1) 직립벽 전면에서의 세굴

직립벽 전면의 세굴은 비쇄파의 경우와 쇄파의 경우로 구분되고, 비쇄파의 경우에는 직립벽에 의해 반사되고, 쇄파의 경우는 직립벽에 충격력을 발생시킨다.

① 비쇄파(nonbreaking waves)

직립벽 전면에서 비쇄파 규칙파 및 불규칙파에 따른 세굴 발달 양상은 그림(2-43)에 제시되어 있다.



그림(2-43) 직립벽 전면에서 규칙파와 불규칙파에 의한 세굴 형상

Xie(1981, 1985)는 불투수성 직립벽에 비쇄파 규칙파가 입사할 때 최대 세굴심 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_m}{H} = \frac{0.4}{[\sinh(kh)]^{1.35}} \quad (2-138)$$

여기서,

- S_m : 최대 세굴심(L/4 from wall)
- H : 입사 규칙파고
- h : 수심
- k : 입사파의 파수 ($k = 2\pi/L$)
- L : 입사파의 파장

Hughes and Fowler(1991)은 비쇄파 불규칙파에 대해 비슷한 공식을 제안하였다.

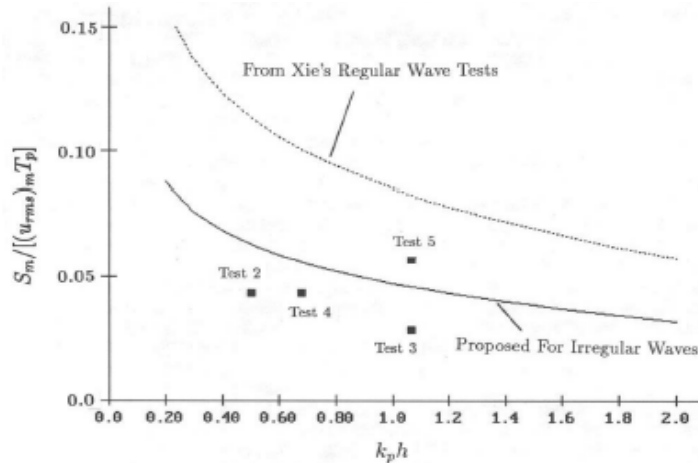
$$\frac{S_m}{(u_{\gamma ms})_m T_p} = \frac{0.05}{[\sinh(k_p h)]^{0.35}} \quad (2-139)$$

여기서,

- T_p : 최대 파주기
- k_p : 선형파이론에 따른 최대파 주기에 관련된 파수
- $(u_{\gamma ms})_m$: 수평 바닥 유속의 기하 평균치이며 다음 식으로 구한다.

$$\frac{(u_{\gamma ms})_m}{g k_p T_p H_{mo}} = \frac{\sqrt{2}}{4\pi \cosh(k_p h)} \left[0.54 \cosh\left(\frac{1.5 - k_p h}{2.8}\right) \right]$$

- H_{mo} : zeroth-moment wave height



그림(2-44) 직립벽 전면에서 비쇄파 규칙파와 불규칙파에 의한 세굴심

Sumer and Fredsoe(1997)는 방파제 두부에서에서의 최대 세굴심은 파일 구조물 주변에서 파에 의한 세굴과 같이 lee-wake vortices에 의해 발생하고, Keulegan-Carpenter 수와 관계가 있음을 밝혔다.

$$KC = \frac{U_m T}{B} \quad (2-140)$$

여기서,

U_m : 바닥에서 최대 파랑 입자 궤적 속도

T : 규칙파 주기

B : 직립 방파제 원형 두부의 직경

Sumer and Fredsoe(1997)는 방파제 두부에서의 최대 세굴심을 방파제 두부의 직경과 KC수를 함수로 한 식을 제안하였다. 이 식의 적용 범위는 $0 < KC < 10$ 이다.

$$\frac{S_m}{B} = 0.5 C_u [1 - e^{-0.175(KC-1)}] \quad (2-141)$$

여기서, C_u : 평균값이 1이고 표준편차가 0.6인 불확실 계수

② 쇄파(breaking waves)

직립벽 전면에서 쇄파 발생 시 최대 세굴심 S_m 은 최대 비쇄파 파고(maximum unbroken wave height) H_{\max} 또는 전면 수심 h 와 같다고 규정하고 있다.

$$S_m = H_{\max} \quad \text{or} \quad S_m \approx h \quad (2-142)$$

Fowler(1992)는 직립벽 전면에서의 불규칙파 세굴 데이터와 규칙파 세굴 데이터를 합성하여 그림(2-44)의 관계를 얻고, 완경사에서 불규칙 쇄파의 경우에 대한 비점착성 지반에서의 최대 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{(H_{mo})_0} = \sqrt{22.72 \frac{h}{(L_p)_o} + 0.25} \quad (2-143)$$

여기서, C_u : 평균값이 1이고 표준편차가 0.6인 불확실 계수

Fowler(1992)는 식 (2-143)의 적용 범위를 상대 수심과 상대 파경사에 대해 다음과 같이 규정하였다.

$$0.011 < \frac{h}{(L_p)_0} < 0.045 \quad \text{and} \quad 0.015 < \frac{(H_{mo})_o}{(L_p)_o} < 0.040 \quad (2-144)$$

③ 세굴 보호공 폭 산정식

sheet pile 같은 캔틸레버나 앵커링 된 토류벽의 경우, Eckert(1983)는 사석으로 건설되는 세굴 보호공의 소단 폭 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$W = \frac{d_e}{\tan(45^\circ - \phi/2)} \approx 2.0d_e \quad (2-145)$$

여기서,

d_e : Sheet Pile의 근입장

ϕ : 흙의 내부 마찰각

Sumer and Fredsoe(1996)는 직립 방파제 두부에서의 세굴 방지공 폭 산정을 위한 경험식을 제안하였다.

$$\frac{W}{B} = 1.75(KC - 1)^{1/2} \quad (2-146)$$

(2) 경사식 구조물에서 세굴

경사식 구조물 전면 바닥 소단의 세굴은 구조물의 경사, 다공성(porosity), 입사와 조건, 수심 및 유사 입경의 함수이며, 세굴심은 구조물의 반사율에 따라 변하기 때문에 환경사와 높은 투수성 구조물의 경우에 파랑에 의한 세굴은 줄어들게 된다. 경사식 방파제에서의 최대 세굴심은 같은 위치 같은 파랑 조건에서 직립식 구조물의 세굴심보다 작게 되고, 즉, $S_m < H_{max}$, 구조물을 따라 흐르는 조류속과 파랑이 함께 작용할 때 세굴심은 증가하게 된다. 구조물에 수직하게 입사하는 파보다 경사지게 입사하는 파의 경우에 세굴심이 더 증가하게 되는데 이는 연파(mach-stem)로 인한 파랑 증폭 현상과 경사 입사파가 구조물에 평행한 흐름을 유발시키기 때문이다.

Sumer and Fredsoe(1997)는 경사식 방파제 두부에서에서의 최대 세굴심을 KC수를 함수로 한 식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{B} = 0.04 C_u [1 - e^{-4.0(KC - 0.05)}] \quad (2-147)$$

방파제 두부에서 권파(plunging breaking waves)가 발생 시의 최대 세굴심에 대한 경험식은 다음과 같다.

$$\frac{S_m}{H_s} = 0.01 C_u \left(\frac{T_p \sqrt{g H_s}}{h} \right)^{3/2} \quad (2-148)$$

Sumer and Fredsoe(1997)는 경사식 방파제 두부에서에서의 세굴 방지공 폭 산정을 위한 경험식을 제안하였다.

$$\frac{W}{B} = A_1(KC) \quad (2-149)$$

여기서, A_1 : 계수(1.5일 때 완전 보호공 필요시,

1.1일 때 수심이 0.01B 정도로 세굴이 작을 때)

(3) 파일 구조물에서의 세굴

파일 구조물 주변의 세굴은 파일의 직경이 작은 경우와 큰 경우에 따라 달라지며, 소구경 파일의 경우는 파일 전면의 말굽형 와(horseshoe-shaped vortex), 구조물 후면의 와열(leeside vortex shedding), 파일 주위의 유선 집중으로 인한 국부 흐름 가속도에 크게 영향을 받게 되며, 입사 파장의 1/10보다 큰 대구경 파일의 경우에는 구조물 전면에서의 반사와 회절의 영향을 받는다.

① 소구경 파일에서의 세굴

소구경 파일에 파랑의 영향이 없이 조류속만 작용할 때의 세굴심 산정식은 Richardson and Davis(1995)가 교각 피어 기초에 개발된 CSU(colorado State University) 공식을 제시하였다.

$$\frac{S_m}{h} = 2.0 K_1 K_2 \left(\frac{b}{h} \right)^{0.65} F_r^{0.43} \quad (2-150)$$

여기서, S_m : 최대 세굴심

h : 수심

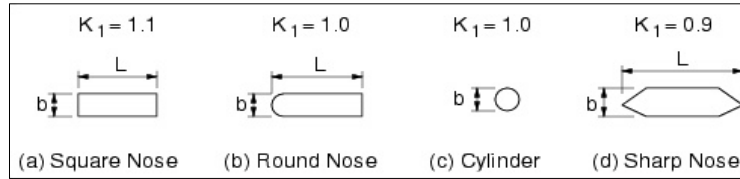
b : 파일 직경

F_r : 프루드 수 ($F_r = U/(gh)^{1/2}$)

U : 평균 조류속

K_1 : 파일 형상 계수(그림(2-45))

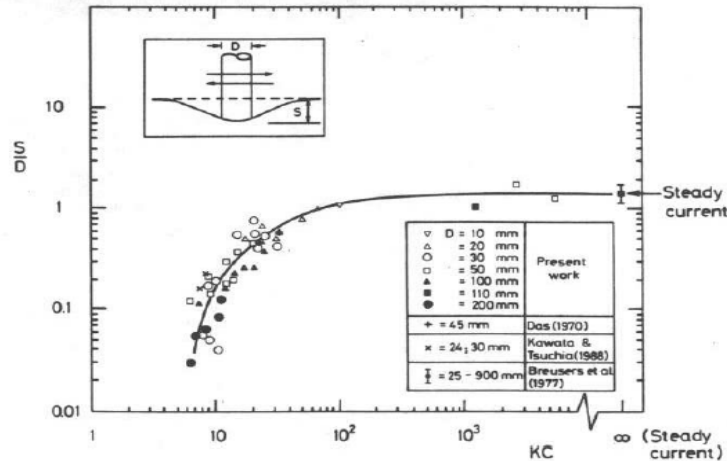
K_2 : 파일 각도에 따른 계수($K_2 = (\cos\theta + \frac{L}{b}\sin\theta)^{0.62}$)



그림(2-45) 파일 형상 계수 K_1

소구경 원형 파일에 파랑이 90도에서 45까지 입사할 때의 세굴심 산정식은 Sumer and Fredsoe(1998)가 그림(2-46)에 보이는 파일 직경 10cm에서 200까지의 실험결과로부터 다음 경험식을 제시하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 1.3 [1 - e^{-0.03(KC-6)}] \quad (2-151)$$



그림(2-46) 연직 파일에서의 파랑에 의한 세굴심

소구경 사각 파일에 파랑이 입사할 때의 세굴심 산정식은 다음과 같다.

- 소구경 사각 파일에 파랑이 90도로 작용할 때:

$$\frac{S_m}{D} = 2.0 [1 - e^{-0.015(KC-11)}] \quad (2-152)$$

- 소구경 사각 파일에 파랑이 45도로 작용할 때:

$$\frac{S_m}{D} = 2.0 [1 - e^{-0.019(KC-3)}] \quad (2-153)$$

② 대구경 파일에서의 세굴

Rance(1980)는 파일의 직경이 파장의 1/10보다 큰 다양한 형태의 연직 파일에 대해 파랑과 조류속이 작용하는 경우의 국부 세굴 실험을 통해 그림(2-47)의 세굴심 및 세굴공 폭 산정식을 제안하였다.

Current	Orientation	Equivalent Diameter	Scour Depth	Scour Extent
		$D_e = D$	$S_m = 0.06 D_e$	$L_s = 0.75 D_e$
		$D_e = 1.13 S$	$S_m = 0.13 D_e$	$L_s = 0.75 D_e$
		$D_e = 1.13 S$	$S_m = 0.18 D_e$	$L_s = 1.00 D_e$
		$D_e = 1.82 S$	$S_m = 0.04 D_e$	$L_s = 1.00 D_e$
		$D_e = 1.82 S$	$S_m = 0.07 D_e$	$L_s = 1.00 D_e$

그림(2-47) 대구경 파일 주변의 파랑과 조류속에 의한 세굴

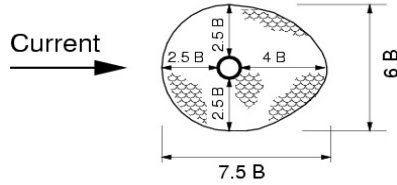
파일 주변의 세굴 방지공 폭은 그림(2-48)에 보이는 것처럼 파일 직경 B를 포함하여 흐름 방향으로 7.5B, 수직 방향으로 6B가 추천되며, Carlsen은 세굴 보호공 폭을 다음 식으로 산정하도록 제안하였다.

$$\frac{W_s}{S_m} = \frac{F_s}{\tan \phi} \quad (2-154)$$

여기서,

ϕ : 흙의 내부 마찰각

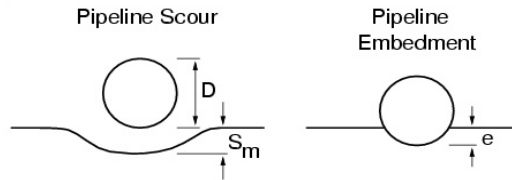
F_s : 안전율



그림(2-48) 조류속이 작용할 때 연직 파일의 세굴방지공 폭

(4) 파이프라인에서의 세굴

파랑과 조류속은 파이프라인 하부 지반의 세굴을 일으킬 수 있고, 세굴뿐만 아니라 파이프라인의 지반에 매입되기도 한다. 지반의 다른 침식성 때문에 파이프라인을 따라 세굴의 정도가 다르면 바닥이 단단한 지점 사이에서 파이프라인이 떠있을 수 있어 파이프라인의 파단을 일으킬 수도 있다.



그림(2-49) 파이프라인의 세굴 및 지반 매입

① 조류속에 의한 파이프라인의 세굴

일정한 조류속에서 파이프라인 하부의 평형 세굴심은 파이프 직경, 파이프 조도, 파이프 레이놀즈수 및 shield parameter의 함수이며, Hoffman and Verheij(1997)는 평균 유속 U 가 한계 유속 U_c 보다 작을 때 정지상 세굴에 대한 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = \frac{\mu}{2} \left(\frac{U}{U_c} \right) \quad (2-155)$$

$$\text{여기서, } \mu = \left(\frac{k_s}{12D} \right) \ln \left(\frac{6D}{k_s} \right)$$

D : 파이프 직경

h : 수심

U : 수심 평균 조류속

U_c : 한계 수심평균 유속

k_s : 유효 바닥 조도, $k_s = 3d_{90}$ (m)

$U/U_c > 1$ 인 이동상 세굴의 경우, Sumer and Fredsoe는 최대 평형 세굴심 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 0.6 \pm 0.1 \quad (2-156)$$

② 파랑에 의한 파이프라인의 세굴

Sumer and Fredsoe는 파랑이 작용할 때 파이프라인의 한계 매입 깊이 산정식과 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{e_{cr}}{D} = 0.1 \ln(KC) \quad (2-157)$$

$$\frac{S_m}{D} = 0.1 \sqrt{KC} \quad (2-158)$$

여기서, e_{cr} : 한계 매입 깊이

Klomb and Tonda(1995)는 파이프라인의 허용 매입 깊이 e 를 포함한 세굴심 산정식을 제안하였다.

$$\frac{S_m}{D} = 0.1 \sqrt{KC} \left(1 - 1.4 \frac{e}{D} \right) + \frac{e}{D} \quad (2-159)$$

(5) 혼성제 사석부의 소요 질량

혼성제의 사석부 피복재의 소요질량은 항만 및 어항 설계기준처럼 확장된 다니모토(谷本)식으로 구하도록 정하고 있으며, CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering(2007)에 제시된 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 추가적으로 제시하고 있다.

2-13-5 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부의 소요 질량의 차이

항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 구조물 주변의 세굴에 대해서는 정성적인 경향만을 설명하고 있으며, 혼성제 사석부의 소요 질량 산정식은 확장 Tanimoto식을 제시하고 있다. BS 6349에서는 세굴식은 제시되지 않고, Brebner & Donelly 식을 제시하고 있다. CIRIA: manual on the use of rock in hydraulic engineering(2007)은 세굴 산정식은 간단한 공식 하나만 제시되어 있고, 혼성제 사석부 소요 질량식은 확장 Tanimoto식과 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 제시하고 있다. coastal engineering manual에서는 직립 방파제, 경사식 방파제, 파일 및 파이프라인에 대한 세굴심 침식 세굴공 폭 산정식을 다양하게 제시하고, 혼성제 사석부 소요 질량식도 확장 Tanimoto식과 Madrigal and Valdes(1995)의 식을 제시하고 있다. 구조물 주변의 세굴 및 혼성제 사석부 소요 질량식에 관해서는 coastal engineering manual이 가장 다양하고 자세한 설계 지침을 제시하고 있다.

제 3 장 방파제

3-1 방파제 설계 일반

방파제는 외곽시설의 일종으로 항내의 정온 확보, 수심의 유지, 해안의 유실방지, 고조에 의한 제체 내의 수위상승 억제, 지진해일에 의한 침입파의 감쇄, 그리고 항만시설 및 배후지를 파랑, 고조, 지진 해일로부터 방호 등을 목적으로 하며, 방파제를 축조함에 있어서는 부근의 수역, 시설, 지형, 해류에 미치는 영향을 충분히 고려하여 그 배치 및 구조를 결정해야 한다. 항만 및 어항 설계기준(2005)과 비교하여 방파제 설계 세목은 큰 차이가 없으나 BS 6349에서는 방파제 내의 허용 파고나 안전한 하역을 위한 선박의 요동량 등에 지침이 제시되어 있으며, 안전 관점에서의 허용 월파량 등이 차이가 있다.

3-1-1 BS 6349: maritime structure (2000)

(1) 방파제의 정의

방파제 설계 시에는 방파제는 파랑에 대한 항구 및 취수 구조물을 보호하는 구조물로서 사석경사제, 직립제 및 혼성제로 구분된다. 사석 방파제는 주로 해저에 쏟아 붓거나 투하된 바위로 구성된 구조물로서, 큰 사석이나 프리캐스트 콘크리트 블록으로 만들어지는 외부층은 작은 사석으로 코어를 파도로부터 보호한다. 사석 마운드위에 방파제 기능을 향상시키는 콘크리트 상치 구조물을 설치할 수도 있다. 직립제는 방파제 해저면에서 연직인 구조물을 설치하여 파도 공격을 견뎌내는 방파제이며, 혼성제는 수중에 만들어진 사석 마운드위에 직립식 구조물을 설치하는 방파제이다.

(2) 방파제의 배치

파도 에너지는 방파제 사이의 입구를 통하여 침투하거나 월파나 방파제 투수층을 통과하여 항구로 들어온다. 따라서 사용하는 방파제 구조물의 형태 및 상세 제원이 항구 내의 파랑 분포에 영향을 주며, 이런 이유로 방파제 배치는 구조물의 설계와 완전히 분리할 수 없으며 최적 설계를 위해 반복적 과정이 종종 필요하다. 연안 표류물이 항로에 접근하는 것을 막기 위해 또는 조수 유입 조절을 안정화시키거나 처리하기 위해서도 방파제가 필요할 수 있다. 항내 보호를 위한 방파제의 설치 및 배치는 다음과 같은 필요에 의해 결정된다.

- ① 버스 또는 계류지에서 선박의 피난 조건
- ② 항구 내에서 선박의 이동 및 회전
- ③ 안전한 운항 속도에서 항구 입구에 선박이 진입하기 위해 적절한 정지거리

가. 항해 측면

접근 수로의 깊이 및 너비에 대한 기준은 BS 634901:1984의 18항, 항구 내 이동 기준은 19항 그리고 계류 소형 선박 및 선박에 대한 허용 파도 조건 기준은 30 및 31항에 제시되어 있으며, 다음 표(3-1), 표(3-2), 표(3-3)에 제시되어 있다.

표(3-1) 안전을 고려한 허용 파고

	H_s (m)
Marinas	
- Moored at jetties or quay walls	0.15
- Swinging moorings	0.60
Fishing harbours	
- Moored at jetties or quay walls (boats up to 30m length)	0.40

표(3-2) 안전한 계류조건을 위한 최대 속도 기준 지침

Ship size DWT	Surge %	Sway %	Heave %	Yaw degrees/s	Pitch degrees/s	Roll degrees/s
1,000	0.6	0.6	-	2.0	-	2.0
2,000	0.4	0.4	-	1.5	-	1.5
8,000	0.3	0.3	-	1.0	-	1.0

Note : These criteria are applicable to fishing vessels, coasters, freighters, ferries and ro-ro vessels.

표(3-3) 안전한 하역 작업을 위한 선박의 최대 요동량 지침

Ship type	Cargo handling equipment	Type of motion					
		Surge ² m	Sway ² m	Heave ² m	Yaw ² degrees	Pitch ² degrees	Roll ² degrees
Fishing vessels	Elevator crane Lift-on-lift-off Suction pump	0.15 1.0 2.0	0.15 1.0 1.0	0.4	3	3	3
Freighters, coasters	Ship's gear Quay cranes	1.0 1.0	1.2 1.2	0.6 0.8	1 2	1 1	2 3
Ferries, ro-ro	Side ramp ^b	0.6	0.6	0.6	1	1	2
	Bow/stern ramp	0.8	0.6	0.8	1	1	4
	Linkspan	0.4	0.6	0.8	3	2	4
	Rail ramp	0.1	0.1	0.4	-	1	1
General cargo	-	2.0	1.5	1.0	3	2	5
Container vessels	100% efficiency	1.0	0.6	0.8	1	1	3
	50% efficiency	2.0	1.2	1.2	1.5	2	6
Bulk carries	Cranes	2.0	1.0	1.0	2	2	6
	Elevator/bucket-wheel	1.0	0.5	1.0	2	2	2
	Conveyor belt	5.0	2.5		3		
Oil tankers	Loading arms	0.5-2.0 ^c	0.5-2.0 ^c				
Gas tankers	Loading arms	0.5	0.5 ^c				

방파제는 항구 입구에서 특별한 항해 조건을 만드는데 조류 편향의 결과 및 방파제 두부 주변의 파도 편향에 의해 항구 입구에 걸쳐 조류가 만들어 질 수 있다. 파랑의 굴절이 방파제에 의해 발생할 수 있으며, 선박이 공해에서 피난 해역으로 이동함에 따라 단거리에 걸쳐 선박에 영향을 주는 환경 조건의 상당한 변화가 있다. 항해를 쉽게 하기 위한 넓은 항구 입구는 항내 정온도의 확보라는 문제와 상충되며, 방파제의 최적 배치는 경제적 비용 측면과 운항 및 항만 운영 조건을 고려하여야 하며, BS 6349-1:1984 18항에 기술한 수치모델 및 선박 시뮬레이터는 항구 입구 및 방파제 배치 계획에 소중한 도움이 될 수 있다.

나. 파랑의 항내 전파

항만 배치의 가장 중요한 결정 요소는 입구를 통해 들어오는 파랑의 전파이다. 먼저 입구 바로 밖의 파도 조건을 규정한 후 항내로 전파되는 파랑에 대한 입구의 영향을 결정하고 마지막으로 항구 내의 위치에서 파랑의 정온도를 결정하는 것이 필요하다. 항만 배치 시 진입 파도의 방향이 중요하며, 최대 파도에 대하여 가장 큰 피난처 구역을 제공하여야 하는 반면 다른 방향에서의 더 작은 파도 조건도 배치 설계에 중요할 수 있다. 평상과 조건뿐만 아니라 설계과 조건에 대해서도 고려를 해야 하는데, 전자는 중지 시간과 운영 경제성에 영향을 줄 수 있는 반면 후자는 안전에 영향을 주기 때문이다.

선박 요동에 대한 허용 한계는 표 3-3에 제시되어 있으며, 조류나 해일에 의해 발생하는 다른 수위에서 항내 정온도도 조사해야 한다. 수위는 항내로 전파하는 파랑의 크기를 바꿀 수 있으며, 특히 입구에서의 파도 방향에 영향을 줄 수 있다(BS 6349-1:1984의 25항 참조). 해저 등고선의 변화 또한 상당한 영향을 가질 수 있으며, 입구에서의 파의 회절은 방파제가 제공하는 피난 정도와 항구 수역으로의 파랑 분포를 결정한다. 항내에서 파도가 반사되거나 흡수될 범위를 고려할 필요가 있으며, 항내 반응 결정에 있어 깊이가 변하는 곳, 얕아지는 곳, 굴절 및 바닥 마찰을 고려할 필요가 있다. 이런 측면 및 물리적 그리고 계산적 모델 사용에 대한 지침은 BS 6349-1:1984의 29항에 제시되어 있다.

다. 월파 및 파랑 전달

월파 및 파랑 전달, 항만 배치에 따라 정온도의 영향은 방파제 구조물 설계에 의해 결정된다. 방파제에서 월파를 방지하도록 하는 것은 공사비의 증가와 구조물에 작용하는 파력을 크게 증가시킬 수 있으므로, 월파 범위는 매우 신중하게 고려해야 한다. 안전 관점에서의 허용 월파량은 표(3-4)에 제시되어 있으며, 이는 차량 및 사람의 통행과 관련이 있다. 꽤 심각한 월파도 낮은 천단고로 설계된 방파제의 특수한 경우를 제외하고는 일반적으로 항내에서 파랑 분포에 큰 영향을 주지 않는다.

구조물을 통한 전달은 예를 들면 큰 사석으로 건설된 다공성 경사제에서 발생할 수 있고, 파랑의 전달 정도는 파주기가 증가하면 쉽게 증가할 수 있다.

표(3-4) 안전 관점에서의 허용 월파량

Consideration	(m ³ /m)/s
Inconvenience to personnel	4×10^{-6}
Inconvenience to vehicles	1×10^{-6}
Danger to personnel	3×10^{-5}
Impassable for vehicles	2×10^{-5}

라. 방파제 선형

항의 크기와 방파제 선형은 운항, 항내 정온도 및 월파와 파랑의 전달을 고려하여 배치하여야 하며, 방파제의 외해측에서의 반사는 일부 구간에서 파고를 증대시킬 수 있는 정상파 및 연파 패턴을 만들 수 있으므로, 방파제 선형을 직선 대신 볼록한 선형을 채택하는 경우 감소된다. 오목한 굴곡은 매우 심각한 파도 집중을 만들 수 있으므로 피해야 한다.

주방파제와 보조 방파제 방파제의 두부 배치는 종종 가장 큰 파도가 항구에 직접 진입하는 것을 막을 수 있도록 충분히 겹쳐 설계하여야 한다. 가장 큰 파랑의 방향으로 주 방파제를 배치하고 그림(3-1)(a)와 같은 작은 보조 방파제를 설치하고 보조 방파제에 접안시설을 집중 배치하여 공사비의 절감과 항내 정온도의 향상을 도모할 수 있다. 도류 기능이 중요하고 방파제 중첩이 거의 없으며 입구에 더 많은 파도 작용이 들어오는 것을 허용하는 하구에는 그림(3-1)(b)와 같이 방파제의 배치가 더 적합하다.

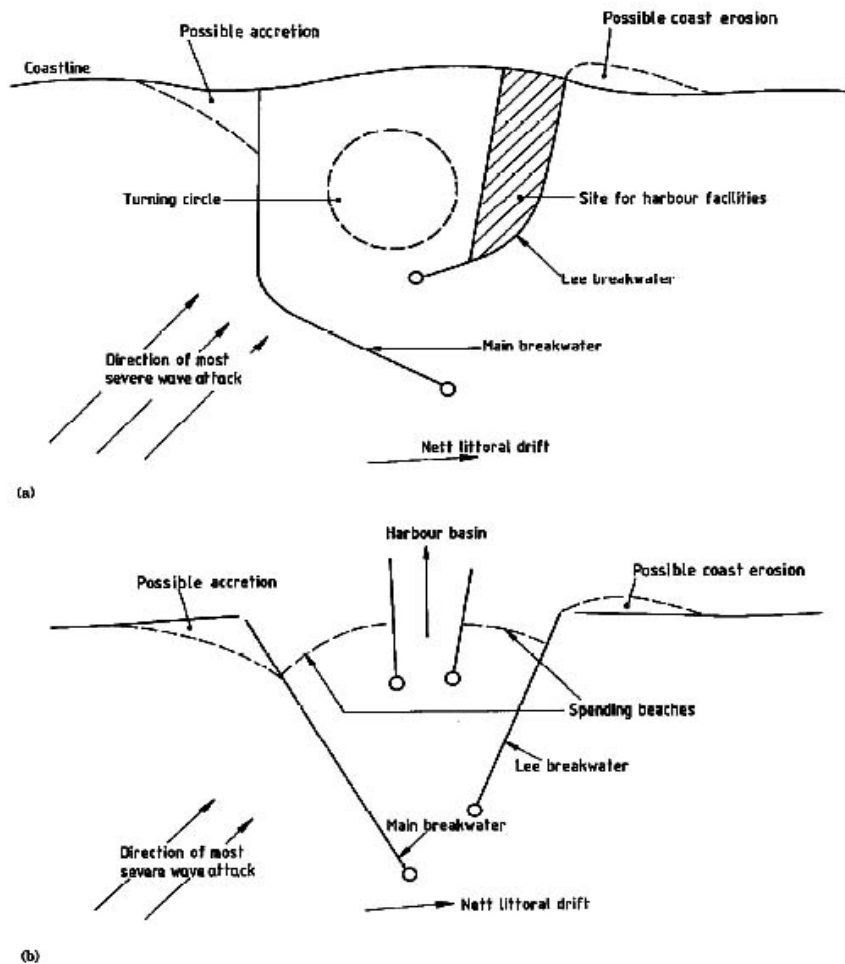
마. 수리모형실험 및 수치모형실험

항만의 배치에 따른 항내 정온도는 수리모형실험으로 평가해왔으며, 수치모형실험도 이용할 수 있다. 주요 프로젝트에 대한 현행 모범 사례는 수리모형과 수치모형 둘 다를 사용하는 것이며, 모델의 구성과 시험 프로그램 계획이 가능하도록 현장 자료의 조기 수집에 대한 필요성에 주의를 기울인다. 수리모형실험은 종종 방파제 구조물 안정성 연구를 위해 전체 항만 수역을 모

형화 하기에는 수조의 규모가 너무 작으므로, 가장 심각한 파랑을 받는 방파제 부분에 대해서는 모형화 하여 안정성을 평가할 수도 있다.

바. 환경적 영향

방파제 건설은 해역의 상황을 변화시키므로, 방파제로 인한 주변 해역의 환경적 영향뿐만 아니라 주변해역의 환경적 변화로 인해 방파제에 미치는 영향에도 상당한 주의를 기울여야 한다. 방파제의 건설로 인한 해역의 흐름장의 변화, 유사 이송 패턴의 변화, 오염물질의 이송 확산 및 생태적 영향도 고려해야 한다. 연안류의 변화로 인한 유사 이송의 차단이 인접 해안선에 심각한 영향을 가질 것 같은 경우, 표사의 이송을 위한 우회 설비 제공이 필요할 수 있다. 그림 (3-1)(a)에 나타나는 것처럼 연안류로 인한 해안선과 항 입구의 퇴적은 유지 준설을 필요하게 되고, 항내나 항만 주변 해안의 침식은 양빈이나 침식 방지공의 대책이 필요하게 된다. 항내의 정체 수역은 오염물 등의 정체를 유발하여 항내 수질을 악화시킬 수 있으며, 오염물의 배출을 위해 개구부나 배수 암거 등의 설치가 필요할 수도 있다. 방파제로 인한 외해 수역의 흐름장의 변화는 오염물의 이송 확산에 영향을 미칠 수 있으며, 동식물의 서식지에도 영향을 미치므로 방파제의 배치 시 환경적 영향을 고려하여 영향이 최소화하도록 최적의 배치를 해야 한다.



그림(3-1) 전형적인 방파제 배치 예

(3) 자료 수집

방파제의 설계 및 건설을 위해서는 바람, 온도, 대기압 등의 기상 자료, 파랑자료, 수심 및 지형 자료, 수위 및 흐름에 관한 자료, 유사 이송 및 지반 조사 자료 등이 필요하게 되며, 건설 재료에 대해서도 자료의 수집이 필요하다. 설계 최대 파고에 대한 자료가 구조물 설계에 필요한 반면 계절 및 연간 평상 파랑 자료는 항구 배치, 항구 운영의 영향 평가 그리고 건설 계획을 위해 필요하다. 일부 지역에서 특히 지속적인 너울이 있는 곳에서는 장주기와 활동에 대한 자료가 필요하다. 방파제 선형 결정 및 파랑의 전파를 평가하기 위한 해저 및 해안의 수심 측량자료가 필요하다. 조수 간만에 의한 수위 그리고 기압 영향, 폭풍 서지 및 파도 형성에 의한 극단적 수위 편차에 대한 자료가 필요하며, 흐름장에 대한 구조물의 영향을 조사할 수 있도록 방파제 현장의 조류 속도와 형태에 대한 자료를 수집해야 한다. 항해 측면을 연구하기 위해 동일한 자료가 필요하다. 방파제 건설로 인한 흐름장의 변화 및 이로 인한 유사이송의 변화를 고려해야 하며, 과거 지형도의 비교 연구 및 항공사진은 과거에 발생한 바닥 이동 범위의 증거를 제공할 수 있다. 지반조사는 side scan sonar나 geophysical survey와 더불어 시추공 조사를 실시하여 조사 지역의 기초 지반의 특성을 파악하여야 한다. 방파제 건설 재료원과 품질은 초기 단계에 결정해야 하며, 현장 조사와 품질시험을 수행하여야 한다.

(4) 방파제의 설계

방파제의 구조적 설계는 방파제 기능, 현장 지형, 환경 조건 및 경제적 고려사항에 의해 결정되며, 설계에서 주된 요소는 파랑 하중과 지반 상태다. 파랑 하중과 이 하중에 대한 구조적 저항력의 근본적 비교는 복잡하며, 그 이유는 파도 하중은 본질적으로 확률적인 것이고 파도에 대한 구조적 반응은 완전히 이해되지 않기 때문이다. 실제적 접근법은 직립제와 경사제 사이에서 다르며, 직립제는 강체 구조물로 간주하며 유사 정적 해석에 의해 설계되고, 구조물에 작용하는 극한 파랑하중을 파압 공식을 이용하여 하중과 운동량을 계산한다. 이 설계가 적절한 안전 요소를 갖는지 확인하기 위해 가해진 하중을 구조물의 저항력과 비교한다. 설계의 불확실성은 주로 파도 상태 및 사용한 공식의 유효성과 관련된다.

연성 구조물로 간주하는 사석 경사제의 경우 파랑 상태에 대해 유사한 불확실성이 존재하며 그 외에도 파도/구조물 반응의 특징이 덜 이해되고 있다. 따라서 설계는 주어진 파도 조건에 대한 주 피복층 설계 평가와 관련한 경험식을 이용하여 주 피복층에 허용되는 손상 또는 이동 개념을 기초로 한다. 구조물의 사용 수명 또는 설계 수명 동안 초과 확률이 낮은 파고의 단일 값으로 설계 파도를 고려하는 것이 일반적인 관례다.

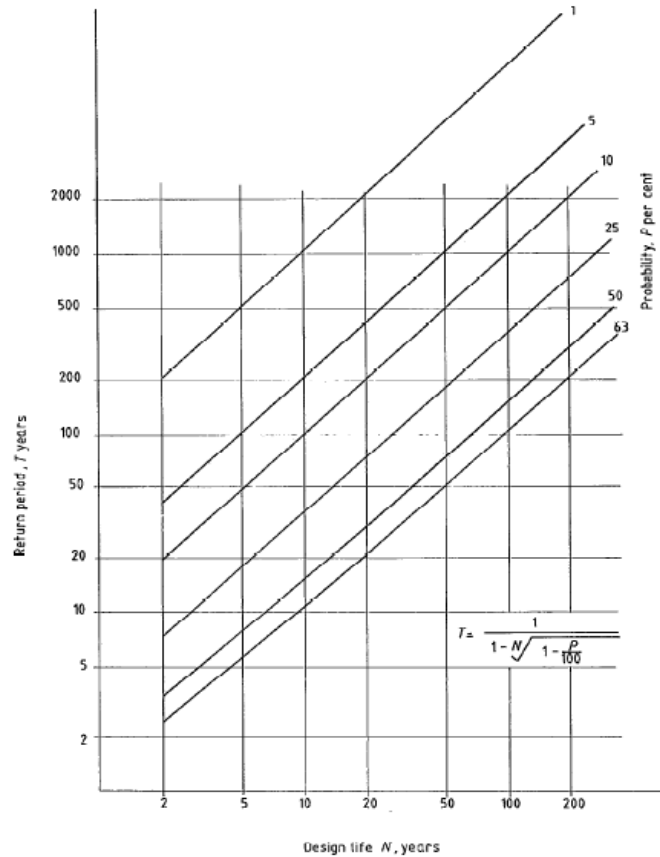
설계파고는 직립제의 경우 최대 파고 H_{max} 가 일반적인 반면 사석의 경우 유의 파고 H_s 또는 최대 파고의 1/10 평균 $H_{1/10}$ 이 사용된다. 또한 파주기, 파의 스펙트럼 에너지, 방향 및 쇄파 여부와 같은 상태 매개변수가 설계에서 중요하다.

방파제가 더 이상 항구나 육상 지역에 대한 보호 기능을 충분히 발휘하지 못하거나 항만 운영 작업의 방해를 포함한 보수비용을 용납할 수 없는 경우 손상이 발생한 것으로 정의하며, 이것은 궁극적인 한계 상태이다. 방파제에 대한 상당한 규모의 손상이 발생했지만 항구 내의 대부분의 정상 작업을 여전히 실시할 수 있을 때 사용성 한계 상태가 존재한다. 구조물의 수명 동안 용납할 수 있는 고장 확률 또는 용납할 수 있는 손상 정도는 설계 초기 단계에서 정해야 하고, 보수비용을 산출하고 프로젝트의 경제적 실행 가능성 평가에 포함해야 한다. 설계 초기 단계에서 이것은 매우 부정확하지만 프로젝트가 진행됨에 따라 개선되고 더 많은 정보를 이용할 수 있다는 점은 명확하다.

가. 설계 파랑

방파제의 설계 방법은 방파제 수명 도중에 발생하는 일부 파도는 설계 파도보다 클 수 있다는 가정을 기초로 한다. 설계 수명은 BS 6349-1:1984의 16항에서 검토하지만 주로 프로젝트 기능으로 선택을 결정해야 한다. 50~100년의 사용 수명을 대개 가정하지만 설계 파도는 아래와 같은

이유로 보통 더 긴 재현 기간을 가져야 한다. 방파제가 재현 주기가 수명 주기와 동일한 파도를 견디도록 설계되었다면, 설계 수명 동안 설계 파도를 초과할 확률은 63%이다(BS 6349-1:1984의 21항 참조). 설계 수명, 재현 주기 및 초과 확률 사이의 관계는 그림(3-2)에 있다.



그림(3-2) 설계수명, 재현기간 및 초과확률의 관계

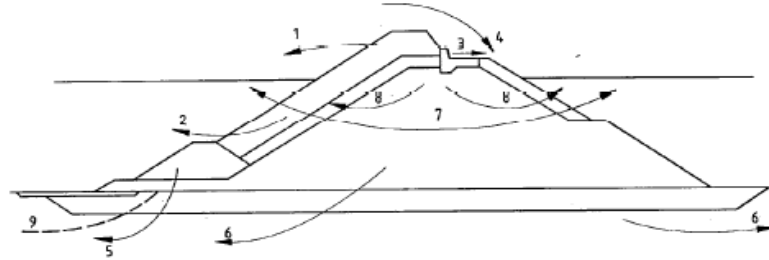
설계 파도의 5% 초과 확률이 50년의 설계 수명에 대해 용납된다면 설계 파도가 1,000년의 재현 기간을 두는 것이 필요하다. 따라서 확률과 이런 위험 회피 또는 감소 비용에 대한 손상의 결과를 균형 잡는 것이 필요하다.

나. 방파제 피해

사석경사제의 피해와 혼성제의 피해 유형을 그림(3-3)(경사제의 경우) 및 그림(3-4)(혼성제의 경우)에 나타내었다. 방파제 피해는 한가지의 원인으로 일어나는 경우는 드물며, 파괴를 일으키는 다음과 같은 요소들이 방파제 설계 도중에 고려되어야 한다.

- (가) 파랑에 대한 부적절한 정보로 인한 설계 파고의 과소평가 또는 너무 짧은 재현 주기 설계
- (나) 해저 지형의 지역적 특성에 의한 국부적 파랑 집중에 대한 불충분한 허용치
- (다) 구조물 전체적 및 국부적 수리학적 불안정성에 의해 초래되는 구조물 거동에 관한 부적절한 설계 기법 및 지식의 부족
- (라) 수리모형 시험 실시 및 결과 해석의 부족
- (마) 구조물 또는 기초의 지질 공학적 불안정
- (바) 불충분한 시공 관리 및 감독, 특히 수중 부재 설치에서 시공 및 감독 부실

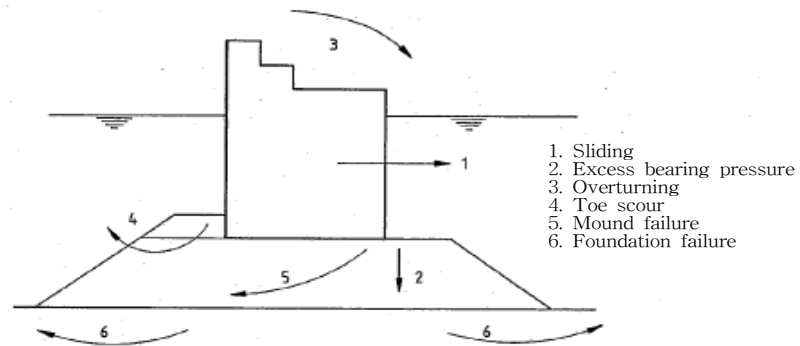
(사) 건설에 사용된 재료 품질의 결함 또는 사용 중인 재료 작용의 불충분한 이해. 예, 부식, 마모, 풍화에 대한 부적합한 저항력, 콘크리트 블록의 피로 및 품질 변화



Key

- 1 Loss of or damage to armour units
- 2 Movement of armour layer
- 3 Cap movement
- 4 Overtopping causing ice scour
- 5 Toe erosion
- 6 Foundation failure
- 7 Loss of core material
- 8 Slumping due to excess pore pressure
- 9 Shell bed scour

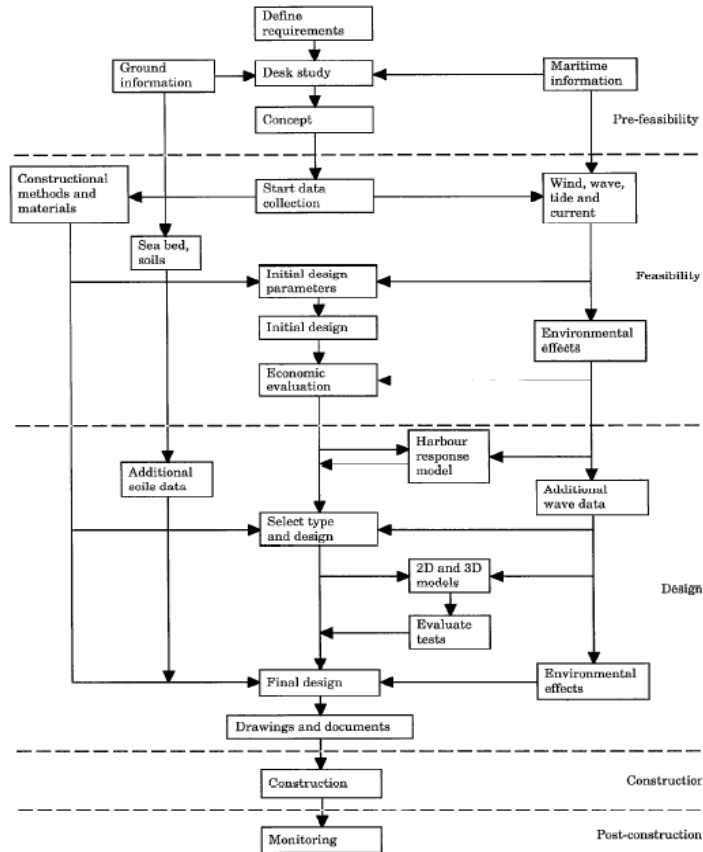
그림(3-3) 사석 경사제의 피해 형태



그림(3-4) 혼성제의 피해 형태

다. 설계 순서

그림(3-5)는 Pre-feasibility 단계부터 시공 단계까지의 설계 순서에 대한 논리적 도식을 보여준다.



그림(3-5) 설계 순서

파랑은 설계에서 가장 중요한 고려사항이므로 파의 평가가 첫 요건이다. pre-feasibility 단계에서는 BS 6349-1:1948의 22.2.1~22.2.5에 설명한 풍속, 폭풍 및 취송 주기를 포함한 식을 이용하여 파고 예측을 할 수 있으며, 추가적인 바람 기록 분석과 바람 기록 결과를 이용하여 feasibility 단계에서 보완된다. 필요한 모든 자료를 확실히 확보하기 위해 보다 상세한 현장 특징적인 정보가 수집되고 분석되는 이 기간에는 여러 가지 다른 예비 설계를 준비하고 비교해야 한다.

수리모형실험은 방파제 설계 안정성 결정의 가장 효율적이고 신뢰할 수 있는 방법이며 최근에 개발된 실험 기법에서는 대부분의 수리학적 안정성 평가를 가능하게 한다. 포괄적인 일련의 모델 시험을 실시하여 설계를 다듬고 극한 조건 하에서의 구조물 안전성을 판단해야 한다. 시간과 비용 제약으로 모든 옵션을 시험하는 것은 거의 불가능하므로 실험케이스를 주의해서 준비하여 실험으로부터 최대의 결과를 얻고 결과의 해석을 지원해야 한다.

방파제 요소의 수리학적 안정성 조사를 위한 수치 모델은 아직 개발되지 않았지만 사석 내부에서의 수압 작용과 전반적인 지질 공학적 안정성에 대한 영향의 모델링에 대한 연구가 일부 진전되었다. 각 설계 공정의 최종 단계는 예상 위험의 철저한 분석 및 피해에 따른 보수비용을 평가하여야 하며, 최종 설계 단계는 자료 수집 범위와 신뢰도, 수리모형실험 결과 및 한계, 건설 자재의 가용성 및 비용, 건설 방법 그리고 손상 위험 및 보수 등을 고려한다.

라. 설계 조건

방파제 설계 조건 중에서 파랑 및 해역 기상 특성은 가장 중요하며, 파고, 파주기, 스펙트럼 에너지, 파향 및 쇄파, 바람, 열대성 저기압, 폭풍 지속시간, 수위의 영향 및 지진해일 등을 고려할 필요가 있다. 파도 자료의 장기적 기록을 거의 이용할 수 없을 때 대개 1년인 단기 기록은 장기적 조건을 반드시 대표하지는 않는다. 바람 기록은 파도 기록 추정을 지원하고 낮은, 평균인 또는 높은 바람(및 그로 인한 파도) 활동 기간 동안 파도 기록 기간 발생 여부를 결정하기 위하여 여러 해 동안에 걸친 사후예측(hindcasting)에 이용할 수 있다. 그런 후 기록 기간 동안 그리고 극단적 폭풍 조건 동안 기록된 높이와 바람이 만든 추정 높이를 비교하여 설계 파고 조건을 결정할 수 있다. 종종 바람 기록이 근해 파향 결정에 이용할 수 있는 유일한 수단이다. 파랑이 천해로 이동할 때는 굴절, 회절, 반사, 천수화, 바닥마찰, 쇄파 등의 복잡한 현상이 일어나므로 BS 6349-1:1984의 23항에 설명한 것처럼 천해 효과를 고려하여 설계파고를 결정해야 한다.

열대성 폭풍은 풍속 33m/s(64kn) 이상의 회전 폭풍으로 허리케인, 태풍, 토네이도, 열대성 사이클론 및 기타 지역적 이름으로 알려져 있다. 완전히 발달한 허리케인은 1,000km의 직경을 가질 수 있다. 평균 이동 속도에서 허리케인이 지나가려면 이틀이 걸린다. 최악의 항해 조건은 보통 이틀의 작은 부분만 지속되며 폭풍의 눈을 포함한 가장 심각한 기상 기간은 6시간을 거의 초과하지 않는다. 하지만 방파제에서 파도 생성에 대한 영향은 폭풍이 지나가는 방향에 따라 상당히 다를 수 있다. 수일에 걸친 꾸준한 파도 형성이 가능하며 너울의 여파는 이후 오랫동안 지속될 수 있다. 너울은 허리케인의 궤적에서 먼 지역에 영향을 줄 수 있다. 열대성 폭풍은 일반적인 바람/파도 기록으로 동일한 통계 산출에는 적합하지 않을 수 있으며 해안선에 접근하는 열대성 폭풍은 폭풍해일, 바람 및 파랑 형성으로 인해 수위에 영향을 준다.

폭풍 지속 기간은 사석 피복층의 손상 범위에 영향을 주며 두 개의 연속 폭풍 발생 가능성 또한 조사해야 한다. 첫 번째 폭풍의 결과로 필요한 보수를 두 번째 폭풍이 도착하기 전에 실시할 수 없다면, 둘 중 더욱 심각한 단일 폭풍보다 더 나쁜 경우가 된다. 수위를 고려하여 최악의 경우를 발생시키는 것이 절대적인 조건인 수직면 방파제의 경우 폭풍 지속 기간은 덜 중요하다. BS 6349-1:1984의 27.3에 설명한 것처럼 폭풍이 오래 지속될수록 최대 개별 파도가 높아진다는 것을 주목해야 한다.

방파제를 입사하는 최대 파고는 구조물 전면 또는 소단 근처의 수심에 의해 결정되므로 조위와 폭풍 해일에 의한 극한 수위를 알 필요가 있다. 폭풍 및 만조 수위의 결합 확률을 평가해야 하며, 대부분의 경우 두 조건은 독립 변수이므로 결합 확률 계산으로 발생 가능성을 평가할 수 있다. 일부의 경우 간조 수위가 중요할 수 있는데, 수심의 감소로 파랑의 형태가 비쇄파에서 쇄파로 변할 수 있기 때문이다. 이 또한 앞부분 침식을 증가시킬 수 있다.

지진해일이 발생할 수 있는 지역에서는 그 영향 또한 고려해야 한다. 폭풍해일과의 동시 발생 확률은 매우 낮지만 BS 6349-1:1984의 24.4에 언급한 것처럼 천수 변형은 파도에 심각한 영향을 가질 수 있으며 구조물에 대한 영향이 뚜렷해질 수 있다.

(5) 방파제의 구조 형식

방파제의 구조 형식을 결정하는 요소는 선박 운항, 월파, 파의 전달, 환경적 영향, 기초 조건 건설 재료 및 시공 방법, 피해 및 보수방법 등이 있으며, 방파제가 받게 되는 파랑의 가변적이고 예측할 수 없는 특성 때문에 수명 동안의 손상 가능성을 고려하여야 한다. 사석 경사제의 경우 피복석의 최대 5%의 이탈은 종종 허용되는 것으로 고려하지만, 콘크리트 피복제의 경우에는 블록의 맞물림에 따라 낮은 수준의 허용 손상이 바람직하다. 수리모형실험에서 콘크리트 블록의 이동에 관한 구분과 사석 경사제의 피해의 정도가 표(3-5)와 표(3-6)에 제시되어 있다.

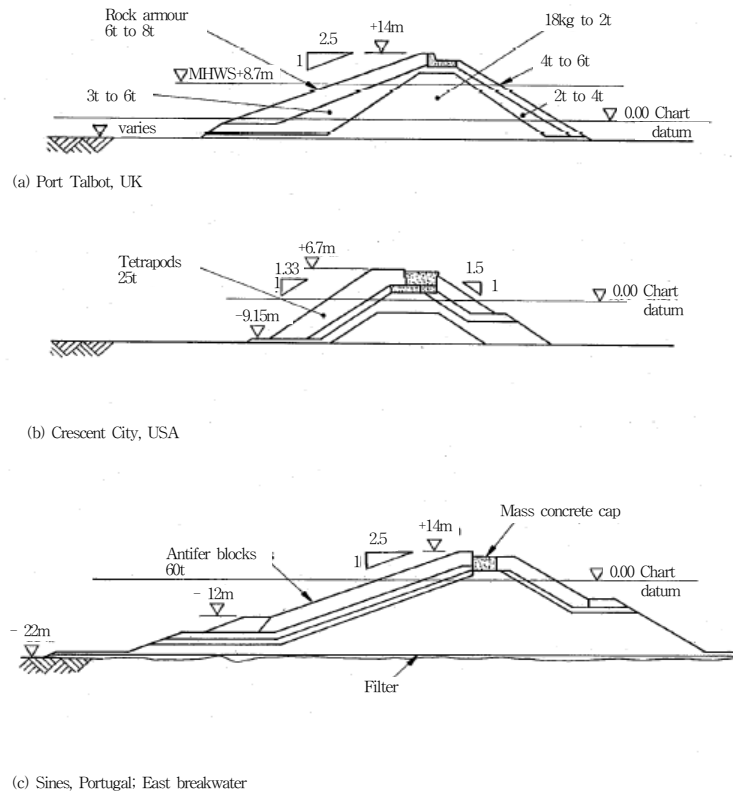
표(3-5) 수리모형실험에서 콘크리트 블록의 이동에 관한 정의

Classification	Description
0	No discernible movement
R	Units seen to be rocking but not permanently displaced
1	Unit displaced by up to 0.5d
2	Unit displaced by more than 0.5d and up to 1.0d
3	Unit displaced by more than 1.0d

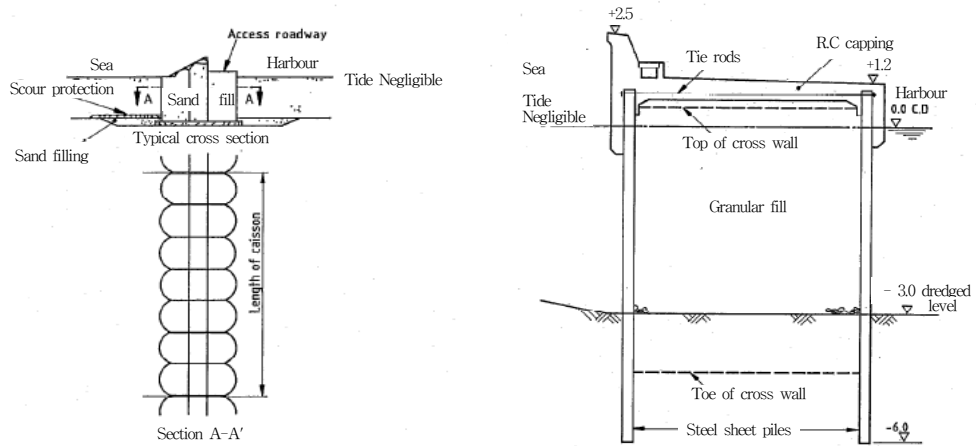
표(3-6) 수리모형실험에서 피해의 정도

Damage	Description
Destroyed	Core of breakwater affected
Serious	Core of breakwater visible
Much	Large gaps in primary layer; 5 % of units displaced
Moderate	Gaps in primary layer; 3 % of units displaced
Little	2 % of units displaced
Slight	1 % of units displaced
Hardly	No damage

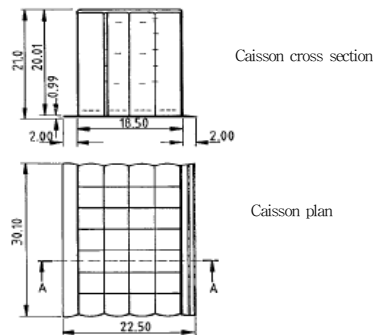
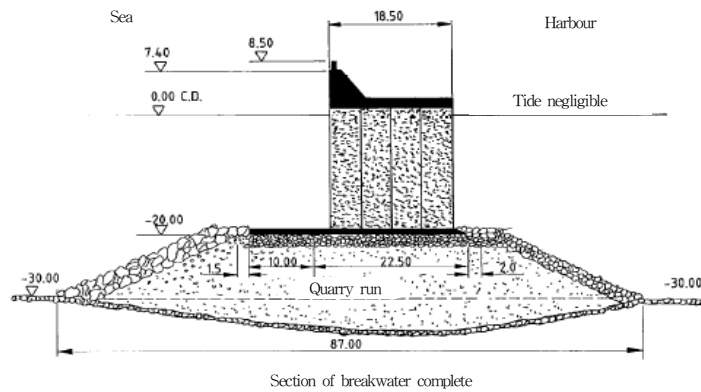
경사제, 직립제 및 혼성제의 예가 그림(3-6), 그림(3-7), 그림(3-8)에 제시되어 있다



그림(3-6) 경사제의 예



그림(3-7) 직립제의 예 (셀식 케이슨제 및 이중 널말뚝제)



그림(3-8) 혼성제의 예

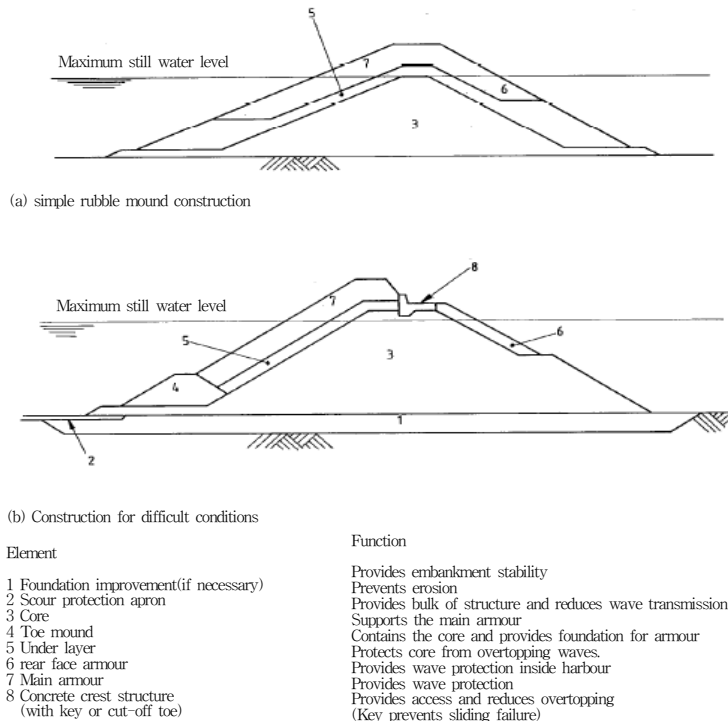
3-2 경사제

경사제는 돌이나 콘크리트 Block을 사다리꼴 형상으로 쌓아올린 것으로서 주로 사면에서의 쇄파에 의하여 에너지를 소산시키는 구조형식이다. 경사식 방파제의 설계 세목 중 BS 6349 (2000)와 항만 및 어항 설계기준(2005)의 차이는 BS 6349에서는 피복석 소요 중량 산정식으로 제시된 Van der Meer식이 심해와 천해 조건에 따라 H_s 와 $H_{2\%}$ 를 각각 적용하도록 한 Van der Meer의 원 식을 제시하고 있으나, 항만 및 어항 설계기준(2005)에서는 H_s 를 $H_{1/20}$ 로 변환하고 쇄기파와 권파의 안정계수 중 최대치를 적용하도록 규정한 Van der Meer식을 변형한 식을 제시하고 있다.

3-2-1 BS 6349: maritime structure (2000)

(1) 전반적인 설계

경사제의 허용 월파량 및 전달 파괴와 설계 파랑 입사 시에도 충분한 안정성을 확보하기 위해서 사석 경사제는 일반적으로 중심에서는 투수성 낮고 바깥쪽으로 큰 사이즈의 사석으로 점진적으로 변화도록 중앙 코어위에 필터층과 피복층으로 만들어진다. 그림(3-9)는 전형적인 사석 경사제의 구성 요소와 기능을 보여준다.



그림(3-9) 경사제의 구성 요소 및 기능

가. 단면 선정에 영향을 미치는 요소

횡단면을 결정하는 기본적인 요소는 외해측 피복재의 소요 질량과 사면 경사, 방파제 천단의 높이와 폭이다. 채택한 횡단면은 기초 지반에 적합하고 실제 순차적인 방법으로 건설을 할 수 있어야 하며, 건설 도중의 예상되는 침하를 횡단면 치수 결정에서 고려해야 한다.

경제적으로 구할 수 있는 피복재의 최대 크기는 사석이나 콘크리트 피복재를 1차 보호용으로 결정함에 있어 주요소가 되며 그 크기, 층 두께 및 경사는 설계 파랑에 의해 결정된다. 피복층 내부의 필터층과 코어에 대한 사석 크기는 각 층을 통한 내부 사석이 흡출을 방지하고 투수성을 유지할 수 있도록 filter rule에 의해 결정한다. 사면의 제원과 경사는 파의 처오름 높이를 계산하고, 상치 콘크리트의 채택 및 허용 월파량을 만족하도록 정해야 한다.

대부분의 코어의 상단은 건설 도중에 장비와 인원이 안전하게 접근할 수 있도록 고수위보다 높게 하며, 코어의 너비는 건설용으로 사용되는 장비 및 차량에 의해 결정되며 방파제의 너비를 좌우한다. 부유식 장비를 이용하여 해상에서 시공하는 경우에는 코어의 높이와 너비를 줄일 수 있으며, 파의 쳐올림 및 월파 제한을 위해 상치 구조물을 설치할 수도 있다.

경제적인 이유로 채석 작업에서 나오는 가장 큰 암석 범위의 생산물을 사용할 수 있도록 횡단면을 설계하는 것이 중요하다. 1차 및 2차 피복재의 크기는 활용되지 않는 중간 범위의 재료를 제외할 수 있으며, 중간 범위의 재료들은 다음과 같은 용도로 사용될 수 있다.

(가) 피복층이 끝나는 하단부 아래 피복층 사석

(나) 해저 지반위에 놓이는 소단(toe apron) 사석

(다) 항내 측 사면의 피복층 사석

방파제 두부는 피복재를 사용하여 원형으로 설치하게 되고, 방파제의 평면 선형의 급격한 변화를 피할 수 없는 경우, 오목부가 발생하게 되고, 오목한 모서리는 심각한 파도 집중을 만들 수 있으며 피복층의 안정성과 월파에 특별한 고려가 필요하다.

나. 파의 처오름 및 월파

BS 6349-1:1984의 28.2와 28.3은 규칙파 실험을 기초로 한 사석 경사면에서의 파의 처오름 높이 추정 방법을 제공하며, 계산된 처오름 높이가 월파를 허용하면 월파량을 평가해야 한다. 현재 자료는 월파수의 양을 결정하는 신뢰할 수 있는 분석 방법이 없으나, BS 6349에서는 Owen 월파량 산정식을 이용하여 월파량을 산정하도록 규정하고 있으며, 쳐올림과 월파가 중요한 경우 최종 설계에 대해 불규칙파를 이용한 설계 구간의 수리모형실험을 수행하도록 규정하고 있다.

다. 전반적 안정성

사석 방파제의 전반적인 안정성은 구조물과 지반, 그리고 정적 및 동적 하중 모두의 영향을 포함하며, 동적 하중은 지진이나 파랑에 의해 발생하며 침하나 세굴과 같은 구조물 및 지반에 대한 장기적 변화에 의해 영향을 받는다. 사면 안정성 측면에서 공극수압의 이 변화는 아마도 전반적 안정성에 대한 가장 중요한 요소이며, 공극 수압의 증가가 입자 사이의 마찰각을 효과적으로 줄임으로써 경사 안정성을 감소시킨다.

사석경사제의 피해 형태는 그림(3-3)에 보이며, 지반 침하는 전체 구조물의 변형을 초래하고, 피복재 파손 및 피복층의 손상을 초래할 수 있다. 불리한 구조적 영향이 없더라도 침하는 상치 콘크리트의 파력과 월파량을 증가시키고, 장주기파가 발생하는 곳에서 잔결재를 포함하는 코어에서 파도에 의해 공극 수압이 형성됨에 따라 붕괴가 발생할 수 있다. 각 층간의 미끄러짐에 대한 안정성은 층 사이의 마찰 계수에 의해 영향을 받으며 피복재 크기에 대한 기층 크기의 비율이 높을 때 안정성은 증가한다.

(2) 피복층의 설계

경사제 피복층은 피해 발생 시 기층 및 코어의 피해를 초래할 수 있기 때문에 사석 방파제에서 가장 중요하며, 파랑의 반사, 쳐올림 및 월파에 중요한 영향을 미치며 기층 및 상치공 설계에 영향을 준다.

가. 사석 피복재

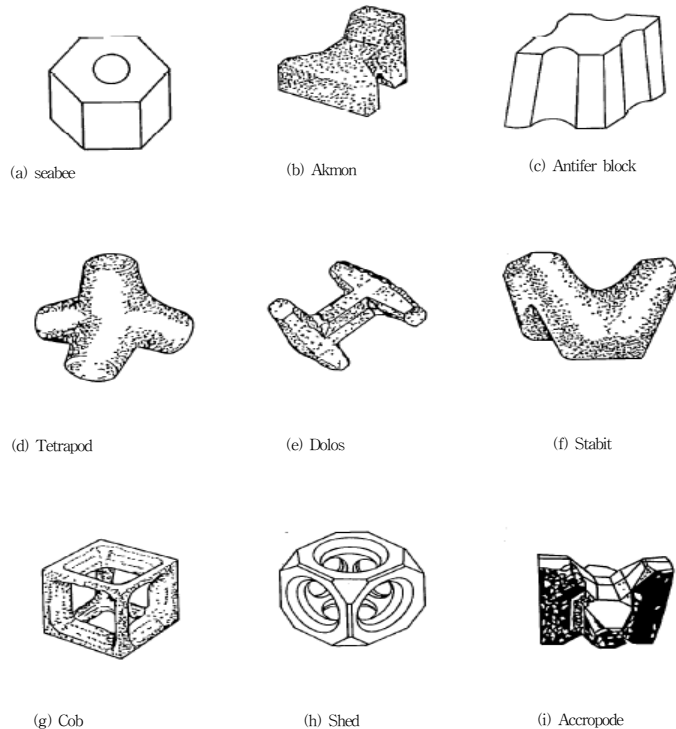
피복층으로 사석을 이용 시 경제적으로 생산할 수 있는 암석의 최대 크기는 보통 10t에서 15t의 범위가 되는데, 암석 형태에 따라 채석 가능한 최대 크기가 훨씬 작을 수 있다. 피복층 사석의 소요 질량은 사면 경사를 완만하게 하여 줄일 수 있으나, 단면의 증가로 인해 사석의 소요량이 증가하게 된다. 마모로 인한 사석이 원형으로 깎여 나갈 수 있으며, 피복층의 안정성을 감소시킬 수 있다.

나. 콘크리트 이형 블록

피복층으로 다수의 다른 형태의 콘크리트 이형 블록이 개발되었으며, 그림(3-10)은 가장 보편적으로 사용되는 콘크리트 피복재를 보여준다. 거의 모두가 중량 콘크리트(mass concrete)로 만들어지며 크기는 난적용과 정적용으로 구분 할 수 있다.

(가) 난적용 피복재

대부분의 콘크리트 피복재가 이 유형으로 보통 2층적이지만, 때로는 1층적으로 설치된다. 대형 유사 입방체(예: 큐브, 인티퍼 블록)부터 중간 형태(예: 애크로포드(accropode), 애크몬(akmon)) 그리고 복잡한 형태(예: 테트라포드, 스태비트(stabit), 돌로스)까지 이른다. 대형 유사 입방체는 사석과 동일하게 블록의 중량에 의해 파랑에 저항하는 것인 반면에 보다 복잡한 피복재의 수리학적 안정성은 피복재 사이의 맞물림 정도에 의해 결정된다. 난적용 일부 피복재의 경우 잘 맞물리지 않게 되므로 보통은 패턴 난적용의 형태로 설치하게 된다. 보다 복잡한 피복재는 고도의 맞물림을 얻어 탁월한 안정성을 달성하고 또한 피복층의 간극을 증가시켜 파력을 감소시키도록 고안되었다.



그림(3-10) 콘크리트 블록의 종류

표(3-7)은 피복재에 대한 일반적인 공극률을 제시하고 있다. 공극률이 크면 파랑에너지의 소산을 일으켜 수리학적 안정성에 필요한 피복재의 중량을 감소시킬 수 있으며, 피복재 간의 맞물림 또한 수리학적 안정성에 대한 소요 중량을 줄일 수 있다. 대부분 맞물림에 의존하는 피복재는 피복재의 흔들림이 발생하여 인접 피복재 사이에 충격 하중을 초래하며, 파손이 발생되면 맞물림이 약해지므로 추가적인 충격을 초래할 수 있어 점진적인 피해 가능성이 증가한다.

표(3-7) 피복재 공극율의 전형적인 값

Unit	Voids
Quarry stones(rough angular random, placed in double layer)	37
Tetrapods	50
Stabits	52
Dolosse	56

(나) 정적용 피복재

이 형태의 예는 코브(cob), 셰드(shed) 및 시비(seabee)이다. 이 피복재의 안정성은 배치 형태, toe apron 및 상치 콘크리트의 지지 등에 의해 좌우되며, 이 피복재는 단일 층으로 거치되어 연속적인 호안을 형성한다.

콘크리트 이형 블록에는 보통 철근을 거의 사용하지 않는데, 피복재에서 철근이 부식하는 경우 내구성에 대한 부정적인 영향을 미칠 수 있기 때문이다. 유리 섬유 보강이 균열 감소에 약간의 이점이 있는 것처럼 보이지만 구조적 성능에 대해서는 결정적이 아니라고 보고되고 있다.

피복재의 설계 시 피복재의 본질적 강도는 크기가 커질수록 감소한다는 사실을 고려해야 한다. 주요 장애는 복잡한 모양을 지닌 피복재에서 발생하며 설계, 제조 및 배치의 모든 관점을 건설 진행 전에 매우 유의해서 고려해야 한다.

콘크리트 피복재는 다음 하중 조건을 전제로 한다.

- 시공시의 하중: 블록의 제조, 운반 및 거치 도중에 발생하는 하중으로, 제조 도중에 발생하는 응력으로 인한 균열(예: 대형 피복재에서의 수축 또는 열 균열) 및 운반 거치 시 발생하는 하중은 피복재의 성능을 상당히 감소시킬 수 있다.
- 정적 하중: 자체 하중 및 맞물림 힘, 코어와 하부층의 침하에 의해 발생하는 피복재의 겹침 등에 의해 발생한다.
- 수압 하중: 쇄파, 파랑의 처오름 및 처내림에 의한 힘에 의한 것이며 다른 피복재에 대한 접촉에 의해 전파된다.
- 동적 하중: 다른 피복재에 충격을 주는 피복재의 흔들림 및 변위에 의한 것이며 대개는 가장 중요하지만 피복재에 가해지는 최대 하중일 필요는 없다. 흔들림에 의한 반복적 하중은 피로로 인한 파손을 낳을 수 있다.

콘크리트 피복재의 최대 크기는 표(3-8)에 제시된 값으로 제한할 것을 제안해왔다. 대형 피복재의 성공적인 이용 예를 찾아볼 수 있지만 현재 상태에서는 제시된 이 제한을 적용한 정도가 적당한 것으로 보인다.

표(3-8) 콘크리트 피복재의 최대 제안 크기

Unit	Maximum size
	t
Dolos	15
Stabit	20
Tetrapod	30
Antifer block	60

다. 설계 공식

파고와 사석 방파제에서의 사석 무게 사이의 관계는 여러 해에 걸쳐 축적되어온 다수의 경험적 또는 반경험적 공식의 주제였다. PIANC(국제수상교통시설협회)이 1976년 16개의 공식을 증명하였으며, 이 공식들은 사석 피복재를 위해 개발되었지만 콘크리트 피복재에도 적용되어 왔다. 사석 호안 및 방파제의 정적 및 동적 안정성에 대한 네덜란드의 최근 연구 결과로 Van der Meer가 추가적인 공식을 제안하였으며, 이 공식은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 요소를 고려한다. 피복층에서의 수리동력학과 구조물의 상호 작용에 관한 모든 영향을 다루기에는 아직도 많은 불확실성이 존재하며, Hudson의 공식이 현재 가장 널리 사용되며 그 한계에도 불구하고 이용에 있어 상대적으로 간단함의 장점과 가장 많이 축적된 경험이 있다.

(가) Hudson의 공식

Hudson의 공식은 규칙파를 이용한 방대한 수리모형실험에 의해 암석 피복재용으로 개발되었으며, Hudson의 공식은 다음과 같다.

$$W = \frac{W_r H_D^3}{K_D X^3 \cot \alpha} \quad (3-1)$$

여기서,

W_r : 피복재의 단위밀도 (density of armor unit)

H_D : 설계파고 (design wave height)

$X = (W_r / W_w) - 1$: 상대부력밀도(relative buoyant density)

α : 사면의 경사각 (angle of slope)

K_D : 안정계수 (stability coefficient)

Hudson의 공식은 규칙파를 이용한 방대한 수리모형실험에 의해 암석 피복재용으로 개발되었으며, Hudson의 공식은 다음과 같다. 이 공식은 비월파조건에서 외해측 사석의 안정성을 위해 개발되었으며, 천단이 낮은 방파제에서는 이 공식을 사용하지 말아야 한다. 설계 파고 H_D 는 규칙파를 이용한 수리모형실험을 기초로 하였으며, 임의파의 유의 파고 H_s 와 최대 파고의 1/10의 평균인 $H_{1/10}$ 과 같은 높은 값 사이를 범위로 가질 수 있음을 보여주었다. 비쇄파조건에서는 구조물 설치 위치에서의 $H_{1/10}$ 을 식 (3-1)에 적용해야 하며, 파랑이 방파제에 닿기 전에 쇄파되는 조건의 경우, 예비 설계를 위해 사용하는 파고는 H_b (파쇄 파고) 또는 H_s 중 큰 값을 사용하도록 하고 있다. 1 : 1.5보다 가파른 보호층 경사는 암석 피복재에 대해 권장되지 않으며, 이 공식은 사면의 경사가 사석의 자연 안식각에 근접하면 신뢰할 수 없고, 경사가 1:5보다 완만한 사면에서도 적용할 수 없다. 사석에 대한 안정계수 K_D 값은 표(3-9)에 제시되어 있다.

표(3-9) Hudson 공식에서 사석에 관한 K_D 값

Rock shape	n ³⁾	Placement	Structure trunk		Structure head		
			$K_D^{4)}$ for a breaking wave	$K_D^{4)}$ for a non-breaking wave	K_D for a breaking wave	K_D for a non-breaking wave	Cot α
Smooth rounded	2	Random	1.2*	2.4	1.1*	1.9	1.5 to 3.0 - ⁵⁾
Smooth rounded	>3	Random	1.6*	3.2*	1.4*	2.3*	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9*	3.2	
					1.6*	2.8	1.5
					1.3	2.3	2.0
					2.1*	4.2*	3.0 - ⁵⁾
Rough angular	>3	Random	2.2*	4.5*			

1) Caution. The K_D values shown with an asterisk are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes.
 2) Application: 0% to 5% damage and minor overtopping.
 3) n is the number of layers.
 4) Applicable to slopes ranging from 1:1.5 to 1:5.
 5) Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1:1.5 to 1:3.

Hudson의 공식의 사석에 대한 안정계수 K_D 값은 쇄파, 방파제 두부 및 일부의 경우에는 사면 경사 및 피복층 두께에 따라 변한다. K_D 값은 사면의 안정성에 일부 영향을 끼치는 다음의 요소들을 고려하지 못한다.

- ㉔ 파도 주기 및 스펙트럼
- ㉕ 사석의 형상
- ㉖ 사석 거치 방법
- ㉗ 사석 맞물림의 정도
- ㉘ 파랑의 입사각
- ㉙ 하부층 재료의 크기 및 공극률
- ㉚ 정수면 아래로의 거리
- ㉛ 정수면에 대한 코어 높이

Hudson의 공식의 사석에 대한 안정계수 K_D 값은 최대 5%의 손상 수준에 해당한다. 손상 정도는 일반적으로 전면 사면 및 정수면 아래 설계 파고 높이 아래까지 이탈한 암석의 수를 나타낸다.

(나) Van der Meer 공식

Delft Hydraulics Laboratory가 실시하고 Van der Meer가 보고한 사석 호안과 방파제의 안정성에 대한 연구 결과로써 새로운 공식이 식 (3-2)와 같이 제안되었다. 수리모형실험은 불규칙파를 사용하였으며 이 공식은 현재 이용 경험은 제한적이라서 실험적 한계 밖의 조건에 대해 이 경험적 공식을 사용하지 않아야 한다. 이 공식은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 다음 변수를 고려한다.

- ㉔ 파주기
- ㉕ 쇄파계수(surf similarity), ξ_m
- ㉖ 쇄파 상태
- ㉗ 폭풍 지속기간
- ㉘ 코어의 투수성

이 공식은 권파와 쇄기파의 경우에 따라 각각 적용하며, 권파(쇄파)는 ξ_m 이 2.5~3.5 미만의 경우에 다음 식을 적용한다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (3-2)$$

여기서,

P : 공칭투수계수(permeability)

S_d : 피해 정도(damage level)

N : 파의 수(the number of waves)

ξ_m : 쇄파계수(surf similarity)

$$\xi_m = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(2\pi H_s / g T_z^2)}}$$

쇄기파(비파쇄파)의 경우, ξ_m 이 2.5~3.5보다 큰 경우에 다음 식을 적용한다.

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\cot \alpha} \xi_m^P \quad (3-3)$$

식 (3-2)와 (3-3)의 Van der Meer식에서의 설계 파고는 H_s 인 반면에 식 (3-1)의 Hudson식은 현재 권장하는 설계 파고는 $H_{1/10}$ 임을 주목해야 하며, 식 (3-2)와 (3-3)은 천해가 아닌 심해 조건에만 적용이 가능한 식으로 manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA/CUR 2007)에서는 적용 가능한 상대 수심비 ($h > 3H_{s\text{toe}}$)에서 적용할 수 있다고 규정하고 있다.

Van der Meer는 상대 수심비 ($h \leq 3H_{s\text{toe}}$)의 천해(shallow water)에서 다양한 조건에 대한 수리모형실험으로 유의파(H_s)보다는 $H_{2\%}$ 가 설계조건에 더 부합됨을 보였고, 파고분포는 Rayleigh 분포를 이용하여 식 (3-2)와 식 (3-3)을 재정리한 권파와 쇄기파에 대한 안정공식은 각각 다음과 같다.

$$H_{2\%} / \Delta D_{n50} = 8.7 P^{0.18} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \text{ 권파시} \quad (3-4)$$

$$H_{2\%} / \Delta D_{n50} = 1.4 P^{-0.13} (S_d / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{\tan \alpha} \xi_m^P \text{ 쇄기파시} \quad (3-5)$$

무차원 손상레벨 S_d 는 식 (3-6)과 같이 정의되며, 정수면 위로는 퇴적(deposition)이 일어나고 정수면 부근에서는 침식(erosion)이 발생한다.

$$S_d = A_e / D_{n50}^2 \quad (3-6)$$

여기서, A_e 는 수면 주위의 침식된 면적(m^2)이며, 대안으로 D_{n50} 폭의 띠에서 이탈된 D_{n50} 크기의 사석 수로 고려할 수 있다. 초기 손상은 Hudson공식에서 언급한 피해 수준 5%에 해당한다. 공식 적용을 위한 데이터가 충분치 않으면 파의 개수 $N = 3,000 \sim 5,000$, 손상 레벨 $S_d = 1 \sim 3$, 투수 지수 $P = 0.3$ 이 권장된다.

(다) 콘크리트 피복재에 대해 Hudson의 공식

Hudson의 공식은 수리모형실험에서 유도한 적절한 K_D 값을 선택하여 난작용 콘크리트 블록에 사용되어 왔다. 이 접근법은 위험할 수 있는데 많은 콘크리트 피복재의 안정성은 Hudson의 공식에 포함되지 않은 계수에 의존하기 때문이며, 특히, 피복층의 안정성에 있어 피복재 사이의 맞물림에 의해 움직이는 부분은 전혀 고려 할 수 없다. 수리모형실험은 피복재에 대한 구조적 손상의 영향도 무시한다. 콘크리트 피복재 설계에 있어 Hudson의 공식을 다른 피복재 유형의 안정성 비교를 위한 수단 이상의 것으로 고려하지 않아야 하고 이전의 수리모형실험에서 발표된 K_D 값은 예비 선택을 위한 지침으로만 사용할 것을 권장한다. Hudson의 공식은 규칙적 형태로 배치된 피복재에는 적용하지 않아야 하며, 구조물 본체의 예비 설계용으로 제안된 K_D 값은 표(3-10)에 제시되어 있다.

표(3-10) Hudson 공식에서 콘크리트 블록에 관한 K_D 값

Unit	K_D
Dolos	10 to 12
Stabit	10 to 12
Tetrapod	6 to 8
Antifer block	6 to 8
Accropode	10 to 12

수리모형실험 결과는 테트라포드와 돌로스 같은 일부 피복재는 수직 입사 파랑에 비해 경사 입사 파랑에서 수리학적으로 덜 안정적임을 보이므로, 콘크리트 피복재에 대해 제시된 K_D 값은 경사 입사 시에 더 감소시킬 필요가 있다. 또한, 피복재 사이에 좋은 맞물림을 확신할 수 없는 경우에도 제시된 것보다 낮은 K_D 값이 적용되어야 한다.

(라) 피복층의 두께 및 범위

난적된 사석 피복층의 두께는 보통 2층적이 되어야 하며, 공칭 직경의 두 배인 2D가 된다. 1층적 사석의 경우는 해당 층의 두께는 약 1.15D이다. 피복층은 최소한 Hs의 1.5~2.0배의 깊이까지 해수면 아래로 연장되어야 한다. 사석의 층 두께 계수 및 공극률은 표(3-11)에 제시되어 있다.

표(3-11) 사석의 층두께 계수 및 공극률

Armour Unit	n	Placement	Layer coefficient K_D	Porosity P
Quarystone (smooth)	2	Random	1.02	38
Quarystone (rough)	2	Random	1.15	37
Quarystone (rough)	> 3	Random	1.10	40
Cube (modified)	2	Random	1.10	47

(마) 천단 및 후면 사면

후면 사면의 사석 크기 결정에 이용할 수 있는 분석적 방법은 없으며, 월파를 허용하고 상치 구조물을 갖지 않는 구조물은 천단의 사석은 피복층의 사석보다 작지 않아야 한다. 천단폭은 최소한 3개 이상의 피복재를 수용할 정도로 충분히 넓어야 한다.

(바) 코어 및 하부층의 설계

방파제의 주 기능인 파랑 통과 방지는 보통 코어에 의해 주로 수행되며, 코어 재료가 피복층을 통해 빠져 나가는 것을 방지하기 위해 하나 또는 그 이상의 하부층을 필터로 제공하는 것이 일반적으로 필요하다. 사석 마운드의 코어 입도는 노출면 바로 인근을 제외하고는 미세 재료가 파도 활동에 의해 유출될 수 없도록 넓은 범위의 크기에 걸쳐 균일한 입도를 갖는 것이 좋으며, 투수성이 낮아져서 전달 파고를 줄여주게 된다.

하부층의 기능은 다음과 같다.

- ㉓ 코어와 피복층 사이의 필터 역할
- ㉔ 피복층을 위한 안정된 바닥 제공
- ㉕ 피복층을 통과하는 파도 에너지 분산
- ㉖ 시공 중 심하지 않은 폭풍으로부터 코어 재료를 보호

하부층의 설계는 피복층과 코어의 입도 모두 반드시 고려해야 하며 여기서 제시된 필터 기준을 충족시키기 위해 하나 이상의 하부층이 필요할 수 있다. 사석 하부층의 공칭 중량은 피복층 사석 중량의 1/10 이상을 취하며, 하부층의 사석 크기는 선택한 공칭 중량의 $\pm 30\%$ 이내이어야 한다. 콘크리트 피복재의 경우, 일부 피복재에 대한 하부층 사석의 공칭 중량의 범위가 표(3-12)에 제시되어 있다.

표(3-12) 콘크리트 피복재의 하부층 사석 무게

Armour unit (of weight W)	Weight of rock in underlayer
Dolos	W/5 to W/10
Stabit	W/5 to W/10
Tetrapod	W/10 to W/20
Accropode	W/7.5 to W/15

이런 정보를 이용할 수 없는 곳에서는 다음 식으로 하부층 공칭 직경을 구하도록 제안하였다.

$$\frac{D_{85(filter\ layer)}}{D_{voids(armour)}} > 2 \quad (3-7)$$

여기서, D는 공칭 크기(동등한 입방체)

뒤에 붙은 “85”는 입경 가적 통과율

뒤에 붙은 “voids”는 공극의 최대 크기

필터 작용을 위한 하부층과 코어의 공칭 직경 사이의 관계는 다음과 같다.

$$\frac{D_{15u}}{D_{85c}} \leq 4 \quad (3-8)$$

$$4 \leq \frac{D_{15u}}{D_{15c}} \leq 20$$

여기서, D는 공칭 크기(동등한 입방체)
 뒤에 붙은 “c”는 core
 뒤에 붙은 “u”는 underlayer
 뒤에 붙은 “15와 85”는 입경 가적 통과율

하부층은 최소 2층적 이상이라야 하며, 하부층의 두께는 다음 식으로 구한다.

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3} \quad (3-9)$$

여기서, W_r : 피복재의 단위질량
 n : 층의 개수
 W : 사석의 공칭 질량
 k_{Δ} : 층두께 계수

(사) 상치 구조물의 설계

방파제의 상치 구조물은 유일한 기능이 검사 및 유지보수를 위한 접근로를 제공하는 간단한 구조물이거나 월파 방지 또는 감소를 위한 중량 콘크리트를 이용한 상치 콘크리트(wave wall)가 될 수 있다. 경사제 상부공 설계 시 수리모형 실험 결과가 없고 파가 천단 구조물에서 쇄파되지 않을 때, 파압은 정수면 위쪽의 천단고와 유의 파고 사이의 차이에 비례한다고 가정한다. 파압은 연직벽 전체 높이에 대해 일정하다고 가정되며, 다음 경험식으로 구한다.

$$P_w = KW_w I \left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5 \right) \quad (3-10)$$

여기서,

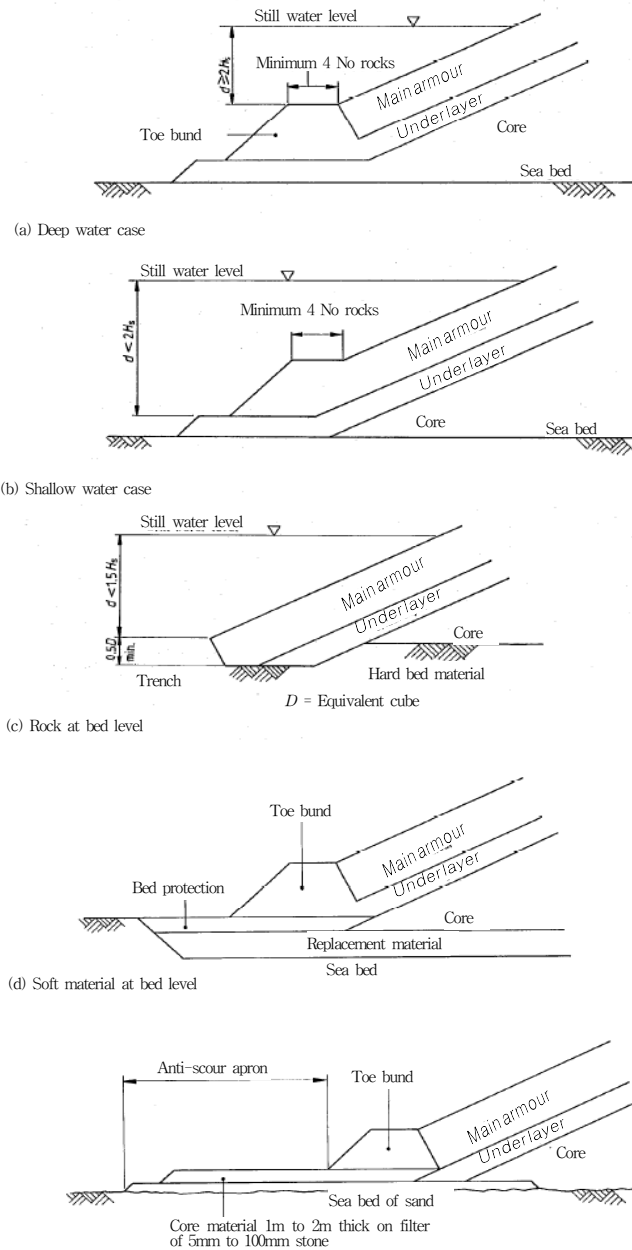
P_w : 파압(kN/m²)
 H_s : 구조물 위치에서의 유의 파고(m)
 H_c : 사석 경사제의 천단고(m)
 W_w : 물의 단위 중량(담수 9810 N/m³, 해수 10500 N/m³)
 K : 무차원 계수 (0.025~0.19 사석부터 테트라포드까지)

파랑을 바다 쪽으로 반사시켜 월파를 최소화하도록 설계된 상치 구조물에서 반사 증가는 전면 피복층의 상단에서 사석의 안정성에 문제를 야기할 수 있으며, 수리모형실험으로 안정성을 검토해야 한다. 상치 구조물은 보통 안정성을 위하여 중력식의 중량 콘크리트 구조물이 쓰이며, 열응력에 의한 표면 균열 제어, 사석 제방의 불규칙한 침하 또는 상판의 파랑 하중으로 인한 휨 응력에 대항하거나 전단 연결재를 통해 가해진 국부적 응력에 대항하기 위해 철근 보강이 쓰이는 경우도 있다. 상치 구조물은 식 (3-10)로부터 계산된 파압에 의한 전체 파력에 대해 활동에 대해 최소 1.5 이상의 안전율을 가져야 하며, 피복층으로 돌출된 상치 구조물의 경우는 활동이나 전도에 대해 최소 2.0의 안전 계수를 지녀야 한다. manual on the use of rock in hydraulic engineering (CIRIA C683, 2007) 및 coastal engineering manual (CERC, 2001)에서는 상치 구조물에 작용하는 파압 산정식으로 Jensen and Bradbury et al.(1988)의 식과 Pederson(1996)식을 추가로 제시하고 있다.

(아) 소단(toe apron)의 설계

방파제 소단의 가장 중요한 기능은 피복층을 지지하는 것이며, 소단의 폭은 최소 4개의 사석을 설치될 정도로 넓어야 한다. 그림(3-11)에 설치수심과 기초 지반 상태에 따른 소단의 전형적인 설치예가 나타나며, 소단 상단의 수심이 유의파고의 2배 보다 크면 하부층의 사석을

이용하여 소단을 형성할 수 있지만 반대의 경우는 피복층을 이용하여 소단을 형성한다. 소단 전면으로 세굴방지공이 설치될 수 있으며, 바닥 재료가 느슨한 모래와 세립토로 구성된 경우, 파랑에 의한 공극수압의 불안정으로 사석층을 통한 바닥 입자의 흡출을 방지하기 위해 지오텍스타일을 이용한 돌망태가 적용될 수 있다.



그림(3-11) 설치수심과 지반조건에 따른 소단의 예

(자) 기초의 설계

전체적인 안정성은 사석과 기초 모두 정적 및 동적 하중과 관련이 있으며, 기초의 안정성은 제안된 구조물 설계와 기초 지반 토질의 정보를 이용하여 BS 6031에 제시된 안전율을 만족하도록 해야 한다. 구조물과 기초의 동시 피해 가능성과 파공에서의 급격한 수위 저하의 영향을 고려하는 것이 필요하며, 때로는 심각한 지진에 의한 지반의 액상화가 발생할 수 있으므로 필요한 경우 구조물을 넓히거나, 차폐물로 측면 경사를 줄이거나 소단을 덧붙임으로써 안전 계수를 증가시킬 수 있다.

방파제 기초의 침하는 다음에 의해 발생할 수 있다.

- ㉔ 기초 재료의 압축이나 파괴
- ㉕ 지진 활동에 의한 느슨하고 세립토 지반의 액상화
- ㉖ 파랑에 의해 발생하는 역동수 경사로 발생하는 액상화
- ㉗ 방파제 본체로 세립토 지반 입자의 흡출

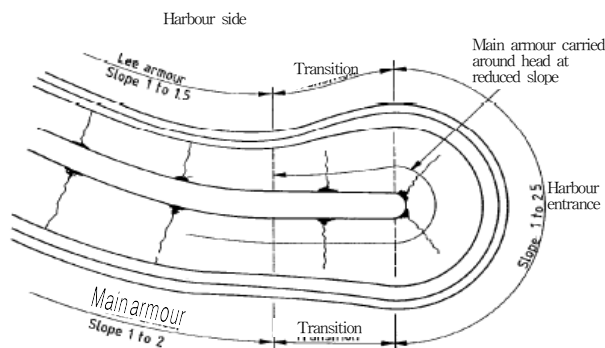
연약 지반은 사석, 자갈 또는 모래 채움으로 치환하면 기초 기반 안정성과 침하 문제를 해결할 수 있다. 기초 지반에 액상화가 일어나기 쉬운 모래 퇴적물이 있는 경우, 지반 개량을 위한 다짐 공법을 고려할 수 있다.

(차) 두부의 설계

방파제 두부는 구조물의 취약부에서 필요한 안정성을 얻기 위해 특별한 주의를 필요로 하며, 두부는 구조물의 다른 부분보다 파랑에 대해 더 노출될 수 있다.

- ㉔ 두부는 보통 가장 심해에 위치한다.
- ㉕ 두부는 종종 더 넓은 범위의 방향에서 접근하는 파도에 의한 공격에 노출된다.
- ㉖ 입사파는 구조물 또는 항구 입구의 다른 방파제에 의해 반사, 굴절 또는 회절 될 수 있다.
- ㉗ 준설 항로로부터의 반사 또는 굴절, 또는 연안 표사나 모래톱 형성에 의한 해저 수평면의 변화로 인해 파고의 증가가 발생할 수 있다.
- ㉘ 방파제를 따라 다른 곳에서보다 조류가 탁월할 수 있다.

방파제 두부는 하나 또는 그 이상의 케이슨으로 보강하여 추가적인 안정성을 얻는 것이 가능하지만, 사석 방파제의 두부를 둥글게 하는 것이 보통이며 그림(3-12)는 그 예를 보여준다.



그림(3-12) 전형적인 방파제 두부 시공

- ㉔ 사석 방파제의 두부를 둥글게 하는 것은 사석의 안정성에 대해 다음과 같은 추가적인 문제점을 발생시킨다.

- ㉔ 파랑은 다른 곳에서보다 항내 측 후면 경사 부분에 걸쳐 높은 유속을 낳으며, 이곳이 가장 취약한 지역이 된다.
- ㉕ 둑근 두부의 곡률은 피복재 사이의 맞물림을 감소시킬 수 있다.

위에 요약한 방파제 두부의 부정적 요소는 동일한 파랑 조건에서 동일한 수리학적 안정성을 얻기 위해 방파제 제간부보다 더 큰 피복재나 완만한 사면 경사 또는 이 둘의 조합을 이용하여 할 수 있다. 다른 가능한 방법은 두부에 피복층의 두께를 증가시켜 투수성을 증가시키거나 콘크리트 피복재에 중량 골재를 사용하거나 천단 폭을 넓혀주는 것이다.

3-2-2 CIRIA/CUR (1991)

BS 6349에서는 파랑의 처오름과 월파량 산정식을 구체적으로 제시하고 있지 않으나, manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)에서는 처오름 산정식으로 매끄러운 사면에 대한 Ahrens(1981), Allsop et al(1985) 및 TAW(2002a)식을 제시하고 거친 사면에 대한 보정 계수와 경사 입사, 소단 방파제 및 천해 전빈에 대한 식 등을 제시하고 있다. 월파량은 Owen(1980)식과 TAW(2002a)식을 제시하고 거친 사면에 대한 보정식 및 상치 구조물이 있는 경우와 경사 입사 및 소단 방파제 등에 적용할 수 있는 보정 계수들을 함께 제시하고 있다.

경사제의 사석 안정 중량 산정식은 BS 6349와 마찬가지로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식을 제시하였으며, 콘크리트 블록 중 cube, tetrapods, accropode에 관한 Van der Meer식과 tetrapods에 권파가 발생하는 경우에 관한 De Jong의 식과 사면 경사 1:1.5의 비월파 조건에서의 dolosse에 대한 Burcharth and Liu(1993)의 안정 공식 등을 제시하였다. 대표적인 안정 공식으로 Van der Meer에 의해 제시된 cube, tetrapods 및 accropode의 안정공식은 다음과 같으며, 이외에도 core-loc 및 xblock과 같은 최신의 블록에 관한 안정 공식도 표에서 제시하고 있다.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = (6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0) s_{om}^{-0.1} \quad \text{for cube} \quad (3-11)$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3.75 \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0.5} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \quad \text{for Tetrapods} \quad (3-12)$$

$$H_s / \Delta D_n = \begin{cases} 3.7 & \text{No Damage} \\ 4.1 & \text{Failure} \end{cases} \quad \text{for Accropode} \quad (3-13)$$

낮은 천단 경사제 사석의 소요 질량 산정식으로 Powell과 Allsop(1985)의 식과 낮은 천단 구조물과 잠재에 적용 가능한 Vidal et al(1995)을 다음과 같이 제시하였다.

$$\text{Powell Allsop: } \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{s_{op}^{1/3}}{b} \ln \left(\frac{1}{a} \frac{N_{od}}{N_a} \right) \quad (3-14)$$

$$\text{Vidal et al.: } \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = A + B \frac{R_c}{D_{n50}} + C \left(\frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \quad (3-15)$$

3-2-3 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual(2001)에서는 파랑의 처오름 산정식으로 Battjes(1974), de Waal and Van der Meer(1992), 및 Delft Hydraulics(1989)의 식 등을 제시하고 소단 방파제 및 경사 입사에 대한 보정 계수도 제시하고 있다. 월파랑 산정식은 Owen(1980, 1982), Bradbury and Allsop(1988), Van der Meer and Janssen(1995), Pederson and Burcharth(1996) 및 Franco and Franco(1999)등의 식을 제시하고 있다.

경사제의 사석 안정 중량 산정식은 manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)와 마찬가지로 Hudson(SPM, 1984) 공식과 Van der Meer(1988) 식을 제시하였으며, 콘크리트 블록 중 cube, tetrapods, accropode에 관한 Van der Meer식과 dolosse에 대한 Burcharth and Liu(1993)의 안정 공식, accropode에 대한 Burcharth et al(1988)의 식과 core-loc에 대한 Melby and Turk(1997)식, 직립벽 전면에 피복된 tetrapods에 대한 Hanzawa et al.(1996)의 식과 tribars에 대한 식 등을 제시하였다. 특히 방파제 두부의 안정 공식으로 사석이 나 dolos방파제에 적용 가능한 Carver and Heimbaugh(1989)의 식과 비월파 조건에서 tetrapods와 tribar에 적용 가능한 방파제 두부의 안정 공식에 대해 제시하고 있다.

manual on the use of rock in hydraulic engineering(CIRIA C683, 2007)에 제시된 낮은 천단 경사제 사석의 소요 질량 산정식으로 Powell과 Allsop(1985)의 식과 낮은 천단 구조물과 잠제에 적용 가능한 Vidal et al(1995) 식에 추가하여 2층 피복 사석 잠제의 전면, 천단 및 후면 사면에 관한 Van der Meer(1991)식을 다음과 같이 제시하였다.

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1S) \exp(-0.14 N_s^*) \quad (3-16)$$

여기서, h'_c : 해저로부터의 구조물 높이

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{-1/3}$$

S : 상대 침식 면적

coastal engineering manual에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)이나 BS 6349처럼 경사제의 설계 세목에 대해서는 자세히 기술하고 있지는 않으나, 신뢰성 설계를 위한 파괴모드에 대한 전반적인 설명과 피복석, 소단, 콘크리트 블록의 파단, 처오름 및 세굴에 대한 부분 안전 계수를 제시하여 level 1 방법의 신뢰성 설계 지침을 제시하고 있다.

3-3 직립제 및 혼성제

직립제는 전면이 연직인 벽체를 해저에 설치한 구조로서 주로 파의 energy를 반사시키는 것이며, caisson식 직립제, block식 직립제, cellular block식 직립제, 콘크리트 단괴식, 이중 널말뚝식 및 강 셀 널말뚝식 직립제등이 있다. 혼성제는 사석 mound 위에 직립벽을 설치한 것으로 파고에 비하여 사석부 마루가 얇은 경우에는 경사제에 가깝고 깊은 경우에는 직립제의 기능에 가깝다. 혼성제도 caisson식 직립제, block식 직립제, cellular block식 직립제, 콘크리트 단괴식, 유공 케이슨식 혼성제 등이 있으며, 소파 block 피복제는 직립제 또는 혼성제의 전면에 소파 Block을 설치한 것으로 소파 block으로 파의 energy를 소산시키며 직립부는 파의 투과를 억제하는 것이다.

직립제나 혼성제의 설계 사항은 항만 및 어항 설계기준(2005)이 BS 6349나 coastal engineering manual에 비해 훨씬 상세하게 설계하중 및 구조 세목을 자세하게 제시하고 있으며, 특히, 케이슨 방파제의 경우는 실제로 해외 입찰이나 공사에서도 전반적 안정성에 관한 안전율이나 지반 관련 안전율 등을 제외하고는 항만 및 어항 설계기준(2005)의 내용을 준용하는 실정이다.

3-3-1 BS 6349: maritime structure (2000)

BS 6349에서는 직립식 방파제는 일반적으로 구조물을 통한 파랑의 전달을 방지하고 파랑의 모든 에너지를 반사시키는 구조물로 정의하고 있다. 적절한 환경에서 방파제는 유공형으로 만들 수 있으며 어느 정도의 전달을 허용할 수 있으며, 외해 측 유공벽을 이용하여 유수실에서 파랑의 에너지를 어느 정도 흡수할 수 있다. 직립제의 외해측 면은 보통 수직이지만 높이의 일부 또는 전체에 걸쳐 경사를 줄 수 있으며, 일부 직립식 방파제는 외해측에 사석이나 인공 블록으로 피복된 소파 피복 방파제의 형태로도 건설되어 왔다. 또한, 강 셀 널말뚝이나 이중 널말뚝을 이용한 구조나 블록을 이용한 직립식 방파제도 있다.

혼성식 방파제는 사석 마운드 위에 직립식 구조물이 설치된 방파제로 대수심 해역이나 사석 경사제의 채택이 어렵거나 직립제만으로 전 수심에 대해 설계 파랑 하중을 감당하기 힘든 경우에 채택된다. 대수심 방파제의 대부분이 혼성제이며, 어떤 해역 조건에서는 경사제나 직립제보다 공사비가 저렴하다. 혼성제의 파랑 완전 반사를 위해서는 다음의 조건이 만족되어야 한다.

$$d \geq 0.75d_1 \quad (3-17)$$

$$d_1 \geq 1.8H_{1/10} \quad (3-18)$$

여기서,

d : 직립부 하단에서의 수심

d_1 : 사석 마운드 소단에서의 수심

(1) 설계

가. 설계하중

직립식 전면에서의 파압은 해저 깊이 및 경사 그리고 파도의 경사와 방향에 의해 결정되며, BS 6349-1:1984의 39.4에 제시된 Goda 파압 공식으로 계산한다. 이 공식은 간단한 수직면 구조물의 안정성을 검토 할 수 있으며, 쇄파 및 반사파에 의한 파압을 제공한다. 쇄파 조건 하에서는 높은 충격력이 발생하지만 일부 에너지는 부서지는 도중에 소산되므로 파붕과 파곡에 의한 외해와 내해 측 수위 차이에 의한 정수압은 별도로 고려해야 한다. 구조물에 작용하는 파압은 어느 정도의 월파를 허용, 유공벽 설치, 직립벽 전면에 사석 피복 사면 설치 및 직립부 상치부를 경사식으로 만들면 줄일 수 있다.

나. 수리모형실험

비쇄파 완전 반사의 경우 이외에는 구조물상의 파력을 추정하기 위해서는 수리모형실험을 이용해야 한다. 수리모형실험은 수평, 수직 및 전도 성분을 판단하기 위한 파압 및 총하중, 월파량, 반사 계수 및 사석 마운드의 세굴 방지공의 안정성을 평가 할 수 있다.

다. 지진 하중

지진의 영향에 대한 지침은 BS 6349-1:1984의 40항과 BS 6349-2:1988의 2.3.8에서 제시한다. 적절하다고 고려되는 경우 설계는 지역 지진 규정을 기초로 해야 한다.

라. 전반적 안정성

가장 큰 파봉과 파곡 및 수위 조합 하에서 활동과 전도에 대한 안전율을 평가해야 한다. 안전 계수는 저항력의 총합을 작용하중의 총합으로 나눈 것으로 계산해야 한다. 보강 채움재를 방파제 뒤에 두는 경우 또는 외해측에 사석 제방을 두는 경우, 구조물 상에서의 결과적 하중 영향을 안정성 계산에서 고려해야 한다. 케이슨 아래의 양압력은 내측 끝단에서 배수가 원활할 때는 삼각형 분포를 가지며, 배수가 원활하지 않으면 사다리꼴 분포를 갖게 된다. 구조물의 콘크리트 바닥과 사석 사이의 마찰 계수는 0.6을 초과할 수 없으며, 전단키가 있는 케이슨 기초의 경우에는 더 큰 마찰계수 값이 적용될 수 있다.

직립 케이슨 방파제는 활동과 전도에 대해 1.2의 안전율로 설계할 수 있다는 것이 제안되었지만, 방파제 뒤쪽에서 정박 작업이 위험해지거나 구조물의 이동을 허용할 수 없는 경우, 1.5~2.0의 안전율이 권장된다. 혼성제에서는 활동에 의한 수직 구조물의 이동이 기능에 영향을 주지 않는 경우, 1.2 정도의 낮은 안전율이 제안되었지만, 직립 구조물의 사석 마운드에서 미끄러질 수 있는 조건은 이 안전율로는 부족하므로 혼성제의 활동 및 전도의 안전율은 보통 1.5~2.0이어야 한다.

마. 기초

기초로 전달되는 최대 지지력은 BS 8004:1986의 표 1에 제시된 값을 초과하지 않아야 한다. 원호 활동 또는 지반의 켜기 형태의 파괴에 대한 안전율을 계산해야 한다. BS 6031과 BS 6349 : Part 2에서 적절한 값에 대한 지침을 제시하고 있다. 방파제 기초의 침하를 평가해야 하며 직립식 방파제의 경우에는 매우 작은 침하만이 허용되므로 직립제는 보통 양호한 지반 조건에서만 사용된다. 연약 지반은 사석, 자갈 또는 모래 채움으로 치환하는 것은 부적절한 지반 안정성과 과도한 침하 모두에 대한 해결책을 제공할 수 있다. 기초 아래 지반에서 사석 기초나 미세 세립토의 흡출은 필터층을 설치하여 제한할 수 있다.

구조물이 충격 파압을 받는 경우, 반복적 하중은 기초 지반의 액상화를 일으키는 공극수압의 증가를 초래할 수 있으며, 세립토를 제거하고 공극 수압의 빠른 소산을 위해 사석 기초와 침식 방지공으로 보호해야 한다. 연약 지반 개량공법을 이용하여 세립토를 다져서 지반의 안정성을 확보할 수도 있다.

바. 세굴 방지공

직립벽 전면에서의 파랑은 바닥 수평면에서 심각한 난류를 발생시키며, 세굴이 발생할 수 있으므로 구조물 전면의 해저 바닥을 보호해야 한다. 직립벽 전면에서의 세굴로 인한 구조물 전체 안정성에 대한 잠재적인 심각한 영향과 세굴 방지공의 침식 방지 보호 비용이 구조물 비용에 비해 작기 때문에 세굴방지공은 보수적으로 설계해야 한다. 특히 쇄파가 발생하는 위치에서는 수리모형실험을 통해 세굴방지공의 안정성을 검토해야 한다. 사석 마운드의 보호공의 소요 질량은 shore protection manual에 제시된 Brebner & Donnelly으로 구하고, 조류에 의한 바닥 보호공의 소요 질량은 shore protection manual에 제시된 Isbash식으로 구한다. 조류와 파랑이 함께 작용하는 경우 파랑에 의한 피해를 방지하기 위해 사석의 무게를 50% 증가시키도록 권장하고 있다.

사. 상치 구조물

높은 상치 구조물은 보통 중요한 시설물을 보호하기 위해 월파의 제거가 필요한 곳에 설치되며, 큰 장주기파에 대해서 반드시 효과적이지는 않다. 수평 하중 외에 구조물 상에 떨어지는 월파에 의한 하중을 견디도록 상치 콘크리트 캡핑 구조가 설계되어야 하며, 상치 구조물은 구조물의 초기 침하가 발생한 후에 시공되어야 한다. 시공 이음은 장기 침하의 영향을 허용하도록 설계해야 한다.

아. 방파제 두부

직립식 방파제의 두부에는 외해측이나 내해측 모두 상당한 파랑의 영향이 있을 수 있어 내해측에서 파봉과 파곡이 더 큰 파력을 가할 수 있으므로 제간부에 비해 구조물의 무게를 증가시킬 필요가 있으며 보통 더 넓게 만들어 증가시킨다. 직립식 방파제의 두부에 있는 해저는 해저지형의 급격한 변화 때문에 사석 제방 구조물의 두부보다 침식을 더 받기 쉬울 수 있다. 침식은 평면에서 곡면부를 설치하여 줄일 수도 있으며, 방파제 제간부의 소요 사석 중량보다 최소 50% 증가시켜야 한다.

(2) 케이슨 구조

가. 개요 및 종류

직립제나 혼성제의 직립부는 철근 콘크리트 케이슨이 가장 대표적인 형태이며, 케이슨은 설치해역까지 부유해서 침수시키거나 플로팅 독에서 제작하고 해상크레인을 이용하여 설치할 수 있다. 부유 케이슨은 일반적으로 다중 셀 형태의 구조물이며 지반 조건 및 건설 방법에 적합한 거의 모든 크기로 건설할 수 있다. 비부유 케이슨은 보통 단일 원형 셀이고 바닥이 뚫린 형태로 그 크기는 이용할 수 있는 장비의 리프팅 능력에 의해 제한된다. 케이슨은 대부분 직사각형 모양이며 예인 위치로 가라앉히기 그리고 최종 위치에서 속채움 강도와 시공 안정성을 위해 보통 셀로 분할된다. 각 셀의 면은 평면이거나 평면 상에서 곡선일 수 있다. 지반이 암반인 경우 바닥이 뚫린 원형 케이슨을 이용할 수 있으며, 크레인에 의해 설치되는 단일 셀 구조물이다. 부유식 케이슨의 외해측 셀은 유공벽과 유수실을 두어 파랑의 에너지를 소산시킬 수 있으나, 부유식나 거치시의 안정성 확보를 위해 차수벽을 이용하기도 한다.

나. 기초

부유 케이슨은 보통 준비된 사석 기초위에 설치되며, 케이슨은 설치 직후 심각한 파압을 받을 수 있으므로, 외해측에 세굴 방지공을 설치하고 가능한 빨리 완성시켜야 한다. 폭풍 때문에 건설을 중단해야 한다면 중단 케이슨은 특히 침식에 의해 밑에 구멍이 뚫리기 쉽다. 때로는 중단에 임시 세굴 방지공을 설치해야 하며, 시공을 재개하기 전에 제거할 필요가 있다. 사석 마운드에 단차가 있는 경우는 수심이 깊은 부분부터 케이슨을 설치하여야 하며, 기초의 침하와 세굴 방지를 위해 접합부에서의 기초 설계에 각별한 주의를 기울여야 한다. 사석 마운드 코어의 최소 두께는 0.5m이며, 최대 사석 크기는 100mm이다. 부유 케이슨과 엇물림 블록의 평탄성 허용 오차는 최대 150mm이며, 케이슨 설치 전 침하가 발생하도록 사석 마운드의 시공 기간은 가능하면 길수록 좋다.

다. 부유 조건

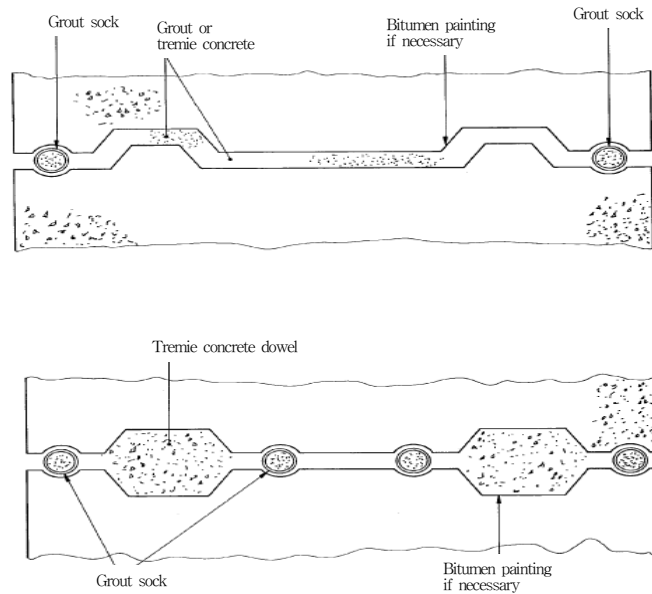
예인 및 배치를 위해 예인 줄 연결을 위한 리프팅 후크가 구조물에 설치되어야 하며, 부유시 안정성을 위해 밸러스트가 필요한 경우, 셀 형태의 케이슨에 주수하여 이용한다. 하지만 셀이 매우 큰 경우, 일시적 차수벽이 종종 필요하다. 전체 배치 작업을 주의해서 계획하여 터그, 윈치 그리고 앵커를 적절하게 조정하고 침수 밸브를 정확한 순서로 개방해야 한다. 날씨 상태와 파랑의 철저한 분석을 실시하여 합리적인 건설 공정을 달성할 수 있도록 해저 준비, 케이슨의 위치 이동 및 가라앉힘을 허용하는 충분한 작업 기간을 확인해야 한다.

라. 속채움

케이슨이 정확히 자리를 잡는 즉시 채움을 실시해야 한다. 유공 케이슨을 제외한 외해측 격실은 파역에 안정성을 확보하기 위해 완전히 속채움 해야 한다. 항내측 격실은 최대 지지압을 감소시키고 안정성 증가를 제공하기 위해 부분적으로 채울 수 있다. 이런 경우 외해측에 파곡이 있는 경우 내외 수위차로 인해 해측으로 작용하는 하중도 고려해야 한다. 속채움은 보통 모래로 채우지만 바다 쪽 격실은 버림 콘크리트(lean concrete)로 채워 충격 하중에 대해 증가된 저항력을 제공할 수 있다.

마. 케이슨 사이의 이음(joint)

일반적으로 케이슨 사이의 간극을 채워 해수 이동을 방지하고, 파랑에 의한 고유속에 의한 침식으로부터 바닥층을 보호해야 한다. 그림(3-13)은 대표적인 이음 상세를 보여준다. 상대적 이동을 피하기 위해 케이슨 사이에 하중을 전달하는 전단키로 보강한 이음이 때로는 필요하다. 전단키로 보강한 이음은 한 케이슨 상에서 최대 수평 하중의 25%의 전단력을 인접 케이슨에 전달할 수 있어야 한다. 케이슨이 암반 지반에 설치되는 경우를 제외하고는 케이슨 간의 상대 침하가 발생하므로 이음은 수직 이동을 허용해야 한다. 외해측 joint seal은 케이슨 벽 사이의 간격(gap)을 최소로 유지하기 위해 가능한 최대로 가깝게 만들어야 한다. 건설 도중에 언제라도 폭풍우 파도 활동이 가능한 경우 가능한 빨리 접합을 완료해야 하지만 정온한 기간이 충분하면 예비 침하가 먼저 발생하도록 하는 것이 더 좋다. 케이슨 사이에 상대 침하가 발생하는 경우, 접합면은 역청과 같은 slip coat로 도장하여 접합 플러그와 케이슨 사이의 접착을 피해야 한다.



그림(3-13) 전형적인 케이슨 사이의 이음

바. 케이슨 상치 구조물

케이슨에 상치 구조물이 설치하는 경우, 케이슨을 가라앉힌 후 속채움을 하고 현장 타설 콘크리트 작업으로 완성하는 것이 보통이다. 케이슨과 상부 구조물을 얼마만큼 미리 제작 및 조립할 것인가의 선택은 전반적인 설계, 부유 깊이 및 안정성에 의해 결정된다.

3-3-2 coastal engineering manual (2001)

coastal engineering manual에서는 항만 및 어항 설계기준(2005)이나 BS 6349처럼 직립제 및 혼성제의 구조 세목에 대해서는 자세히 기술하고 있지는 않으나, 신뢰성 설계를 위한 파괴모드에 대한 전반적인 설명과 하부 지반이 모래인 경우와 점토인 경우의 기초의 파괴, 구조물의 활동과 전도, 소단의 안정성과 세굴에 대한 부분 안전 계수를 제시하여 level 1 방법의 신뢰성 설계 지침을 제시하고 있다.

제 4 장 중력식 안벽

4-1 중력식 안벽 설계일반

중력식 구조물은 지반의 상태가 양호한 경우에 쓰이며, 주로 준설면 근처의 지반이 압반, 조밀한 모래 또는 단단한 점토 지반이 해당된다. 어떤 구조물들은 침하나 측면 이동이 허용 범위에 들어올 경우에는 연약지반에 설치되기도 하며, 연약 지반을 준설한 후 사석으로 치환하여 마운드를 형성하기도 한다. 어떤 중력식 구조물들은 가물막이 설치 후 육상 시공 건조 상태(dry condition)에서 시공되기도 하지만, 대부분의 구조물은 해상작업으로 대형 프리캐스트 부재를 부유시키거나 크레인으로 인양하여 설치하게 된다. 해상작업으로 시공되는 중력식 구조물은 매립 지반을 유지하기 위하여 설치되며, 안벽 뒤에 사석이나 자유배수 매립재(free-drained granular fill)등이 잔류수압과 토압을 경감시키기 위해 설치된다.

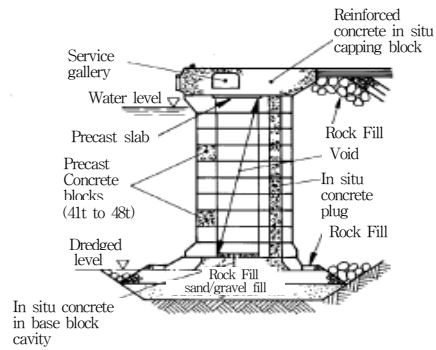
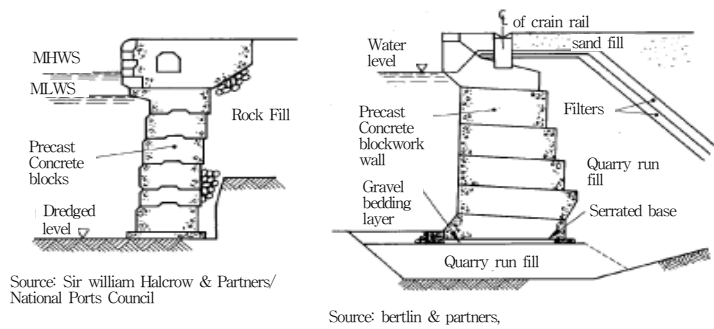
4-1-1 BS 6349: maritime structure (2010)

(1) 중력식 안벽의 종류

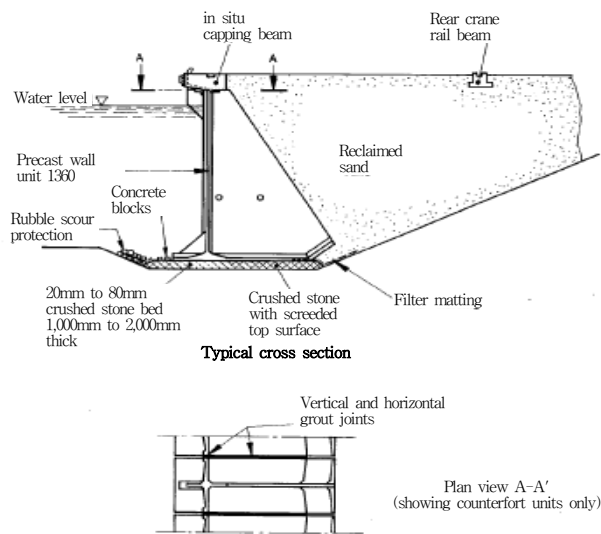
중력식 안벽의 종류는 다음 세 가지의 범주로 구분할 수 있다.

- ① 범주 1: 콘크리트나 석조 블록 안벽
 - 프리캐스트 철근 콘크리트 옹벽식 안벽
 - 콘크리트 케이슨 안벽
 - 원형 널말뚝식 안벽
 - 이중 널말뚝식 안벽
- ② 범주 2: 현장타설 중량 콘크리트 안벽
 - 현장타설 철근 콘크리트 안벽
- ③ 범주 3: 지중 연속벽(diaphragm wall)식 안벽
 - monoliths 안벽

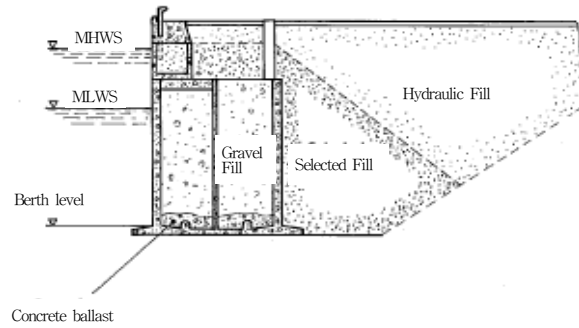
범주 1의 중력식 구조물은 대개 해상에서 부유식 콘크리트 배치 플랜트(batch plant)를 이용하여 시공되고, 범주 2는 가물막이를 이용한 육상시공 상태로 시공되며, 범주 3은 수상위 지반에서 시공하여 구조물 전벽의 토사를 제거하는 방법으로 시공된다. 가장 적절한 구조물 타입의 선택은 현장 조건과 시공 방법에 좌우 되며, 그림(4-1)에서 그림(4-9)는 위의 범주에 해당되는 일반적인 중력식 구조물의 예를 보여준다.



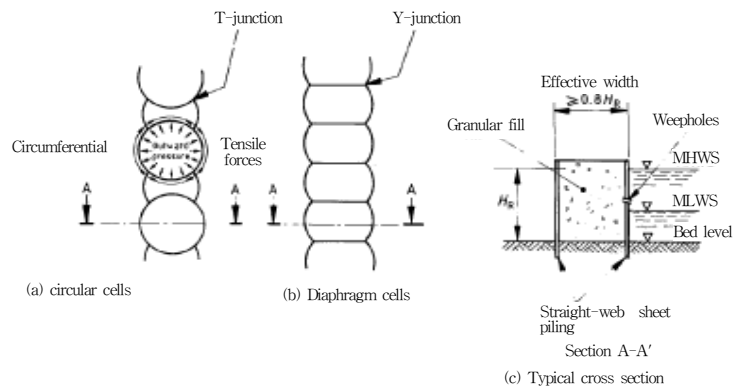
그림(4-1) 콘크리트 블록식 안벽



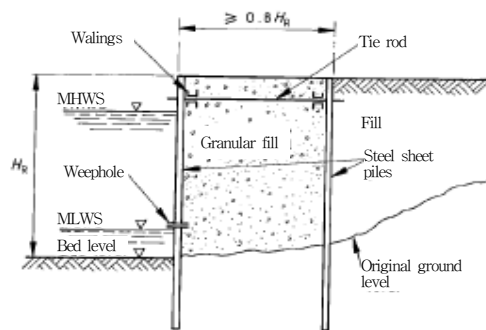
그림(4-2) 프리캐스트 철근 콘크리트 옹벽식 안벽



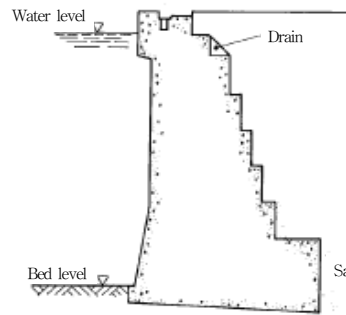
그림(4-3) 콘크리트 케이슨 안벽



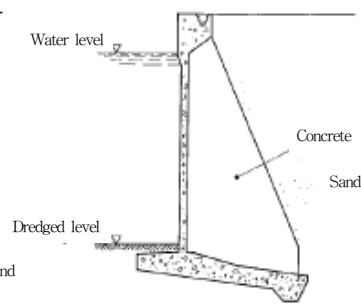
그림(4-4) 원형 널말뚝식 안벽



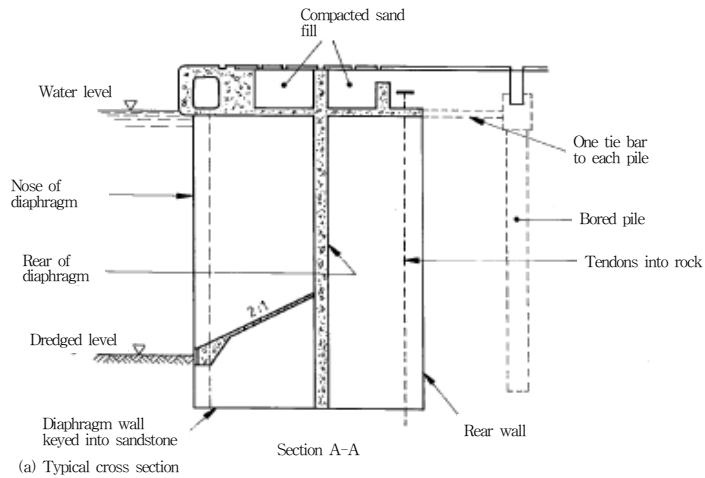
그림(4-5) 이중 널말뚝식 안벽



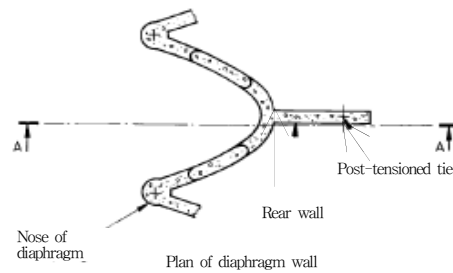
그림(4-6) 현장타설
중량 콘크리트 안벽



그림(4-7) 현장타설
철근 콘크리트 안벽

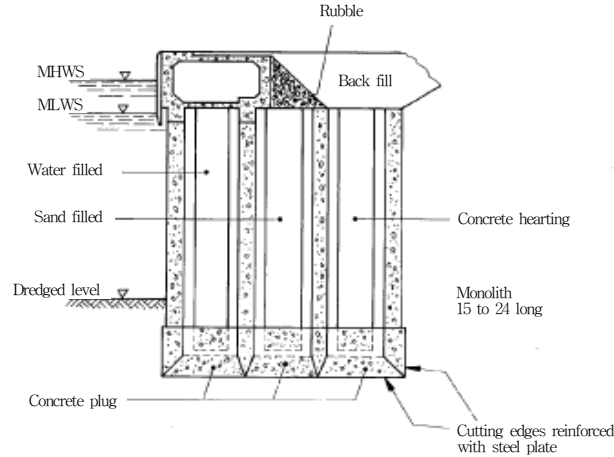


(a) Typical cross section



(b) Plan of diaphragm wall

그림(4-8) 지중 연속벽(diaphragm wall)식 안벽



그림(4-9) monoliths 안벽

(2) 중력식 안벽의 설계

중력식 안벽의 주요 파괴모드는 다음과 같이 구분된다.

- ① 원호활동 파괴(deep slip)
- ② 전도(overturning)
- ③ 활동(sliding)
- ④ 기초의 붕괴(foundation failure)

토압의 계산과 설계 일반 사항은 BS 8002의 기준을 따르며, 각 파괴모드의 안정성 검토를 위한 안전율은 지반 조건이 확실한 경우에 적용되고 지반 강도가 불확실한 경우에는 기준 안전율을 상향 적용해야 한다.

가. 원호활동(deep slip)

구조물의 원호활동 파괴에 대한 안정성 검토는 BS 8002와 BS 8031의 6.3에 따라 검토한다. 원호활동 파괴에 대한 안전율은 다음 식 (4-1)로 계산된다.

$$\frac{\text{restoring moment about center of rotation}}{\text{disturbing moment about center of rotation}} \quad (4-1)$$

평상시 하중에 대한 최소 안전율은 1.25에서 1.50이며, 극한 하중의 경우에도 안전율이 1.20보다 작아서는 안 된다.

나. 전도(overturning)

구조물의 전도는 평상시 하중에 대해서 BS 8002에 주어진 계산 방법이나 구조물 소단(toe) 아래의 기초 지반의 단지압(edge pressure)이 허용지지력을 넘지 않도록 검토하는 방법을 적용하여야 한다. 저항력 계산 시 구조물의 수중 부분은 수중 중량을 적용하여야 한다.

전도에 대한 안전율이 1.5보다 작지 않고, 최대 단지압이 허용 지지력의 25%를 넘지 않는 경우에는 임시 하중에 의해 합력의 위치가 기초 폭 중간 1/3에서 벗어날 수도 있다. 심각한 지진 조건에서는 구조물과 기초 사이의 이론적인 인장(tension)은 접촉면의 중심축 연장을 위해 허용될 수 있으며, 관성력은 구조물의 중량, 지반 켜기 및 벽과 토질의 공극에 함유된 물이 포함된다.

다. 활동(sliding)

구조물의 활동에 대한 검토는 BS 8002에 주어진 방법을 따르며, 구조물이 지반에 관입되어 있거나 단단한 지층까지 파일 항타 된 경우의 저항력은 육상에서 구조물이 시공된 경우와 비슷하다. 그러나 대부분의 해상 구조물은 기존 해저면이나 준설 해저면 위에 쇄석으로 바닥 고르기 된 사석 마운드에

설치되므로 고르기 된 바닥과 해저면에서의 전단 파괴를 검토하여야 한다.

벽체는 활동에 대한 저항력을 증진시키기 위해 바닥판을 경사지게 하거나 톱니 모양으로 만들 수 있다. 톱니의 깊이는 바닥 사석의 평균 입경 크기 정도이어야 하며, 내부 마찰각은 $\delta = 2/3\phi_r$ 대신에 $\delta = \phi_r$ 으로 가정될 수 있다. BS 8002에 제시된 활동에 대한 안전율은 평상시 하중에 관한 것이며, 측방 유동이 일어날 수 있는 경우에는 활동 검토 시 정지 토압과 수압차, 양압력 및 계류력 같은 활동을 유발하는 모든 하중을 고려하여야 한다. 활동에 가장 위험한 경우는 시공 중에 일어날 수 있으며, 특히, 벽체 뒤에서 물다짐(hydraulic fill)을 하는 경우이다. 구조물 전면 하단의 수동 토압은 사석 채움재나 지반이 세굴이나 준설로 제거될 가능성이 없는 경우에만 고려할 수 있다.

모든 경우에 활동에 대한 안전율은 최소 1.75이상이어야 한다.

라. 기초 붕괴(foundation failure)

구조물 하부의 최대 접지압은 지반의 허용 지지력을 넘어서는 안 되며, 전형적인 지반의 허용 지지력은 BS 8002(1986) 표 1에 제시되어 있다. 이 값들은 사전 설계를 위해서 적용할 수 있으며, 최종 설계 단계에서는 침하 해석으로 구조물의 침하를 수용하게 허용 지지력을 감소시킬 수도 있다. 기초 끝단에서의 허용지지력은 세굴방지공의 선행재하로 인해 증가할 수도 있다. 접안력으로 인한 구조물 뒷굽(heel)에서의 허용 지지력은 벽 뒤의 매립재에 의한 저항력을 계산에 포함하여야 한다.

(3) 중력식 안벽의 설계 세목

가. 상치공(concrete capping)

대부분의 중력식 구조물은 상부 천단의 leveling을 위해서 현장타설 무근 또는 철근 콘크리트의 상치공을 시공한다. 상치공은 구조물의 평면 배치 오차, 침하나 시공 허용 오차 때문에 발생하는 불규칙한 시공면을 일정하게 만들기 위해 사용되며, 집중 하중을 구조물에 분산시키기 위해서도 쓰인다. 상치공은 초기 침하가 일어난 후에 시공되어야 하며, 벽체 아래로 전단 연결되어 수평하중을 movement joint를 통해 전달하고 개별 벽체가 연결되도록 조인트가 만들어져야 한다.

나. 크레인 레일 및 전력선관(crane rail track and service)

크레인 레일과 전력선 관은 대개 상치공에 매입되도록 시공되며, 그림(4-1)에서 그림(4-9)에 보여지는 것처럼 service line과 utility 설치를 위한 공동구와 크레인 설치를 위해 매입부가 상치공에 설치된다.

다. 전면벽(front face)

BS8002는 전면벽이 앞으로 기울어진 것처럼 보이지 않도록 1:50의 경사를 제공하도록 권고하고 있으며, 안벽의 전면부는 수중에 위치하므로 위의 이유 때문에 경사를 줄 필요는 없으나, 안벽의 뒷채움 후에 벽면의 전면으로 기울어진 경우에는 보강을 위해 경사가 필요할 수도 있다. 선박과 구조물사이의 여유(clearance)를 확보하기 위해 상치공은 대개 구조물의 벽면보다 외해로 돌출 되어 있으며, 상치공이 정수면 아래까지 설치되어야 하는 경우에는 차수 작업을 피하기 위해서 프리캐스트 콘크리트 부재가 사용되기도 한다.

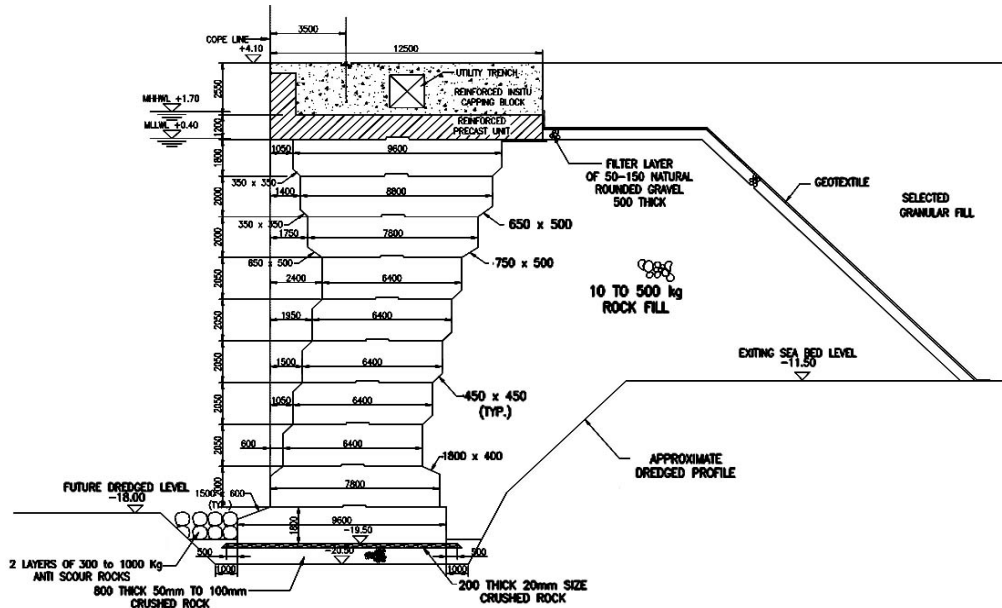
라. 재료의 유실 방지(prevention of loss of material)

구조물 후면의 매립 세립토가 조인트를 통해 유실되는 것을 방지하기 위해서는 필터층을 설치하여야 하며, 차수가 필요한 구조물의 경우에는 조인트는 실링(sealing)이 필요하다. 세굴이나 파랑으로 인해 구조물 전면이나 하부의 사석이 유실될 수 있으므로 구조물 전면에 세굴방지공을 설치하면 유실을 방지할 수 있다. 구조물 배후면에 큰 정수압 수두가 발생하거나 구조물 기초부에 분사압(artesian pressure)이 발생하는 경우에는 구조물 하부에서의 사석이나 토립자들이 유실될 수 있다. 이를 방지하기 위해 적절한 필터가 설치되어야 한다.

4-2 블록식 안벽

4-2-1 블록식 안벽의 개요

중동 등지의 지역에서 컨테이너 터미널, 일반화물부두 등의 중력식 안벽에 많이 사용되고 있는 블록식 구조는, 국내와는 달리 대형선박이 접안하는 시설에 적용되고 있다. 그림(4-10)은 UAE Jebel Ali 컨테이너 터미널에 적용된 블록식 안벽 단면으로 18만 톤급 컨테이너선이 접안 가능한 구조이다.



그림(4-10) 블록식 안벽 단면 (UAE Jebel Ali container terminal)

이러한 대형 블록식 안벽의 안정계산은 국내 항만 및 어항 설계기준과 큰 차이는 없으나, 국내 기술자가 해외설계기준에 익숙하지 않은 점을 감안하여 관련 기준과 그 내용을 기술하고자 한다. 해외설계기준은 동남아, 중동 및 유럽 등지에서 통용되고 있는 british standard(BS)를 기준으로 설명한다. 최근 BS가 Eurocode로 통합되기는 했지만 여전히 두 가지 기준이 통용되고 있는 상황이며, Eurocode에 익숙하지 않은 부분들이 있어서 통합 이전의 BS를 기준으로 설명하고자 한다. 또한, BS에서 언급되지 않은 사항 혹은 추가로 고려해야 하는 사항들은 EAU 2004 등의 관련 내용들을 참고한다. 항만 및 어항 설계기준 상의 관련 내용은 케이슨식 안벽 항목에 언급되어 있으므로 여기서는 생략한다.

4-2-2 설계기준

블록식 안벽의 안정계산에 참고가 되는 설계기준은 다음과 같다.

BS 6349 Part 1: code of practice for general criteria

BS 6349 Part 2: code of practice for the design of quay walls, jetties and dolphins

Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance

EAU 2004 recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways

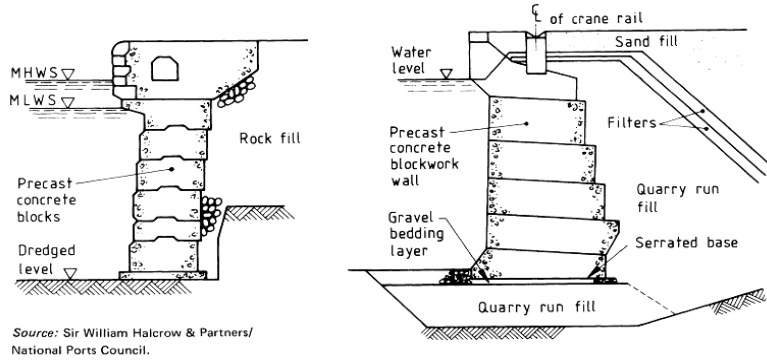
4-2-3 BS6349

(1) 안벽의 형식 (BS6349 Pt.2 5.4.2)

블록식 안벽의 형식은 bonded, column, sliced, open, arch and buttress blockwork로 구분된다.

① bonded blockwork

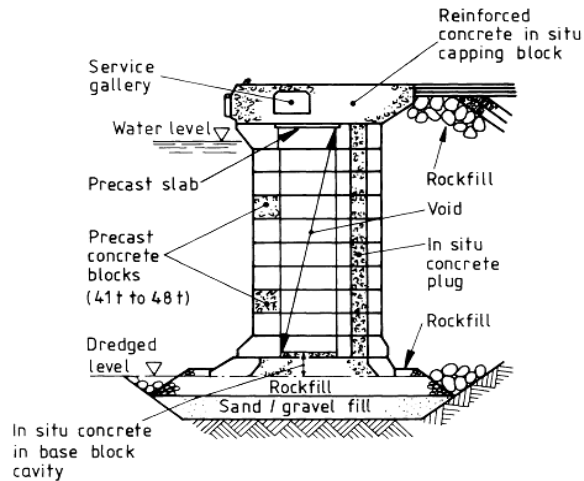
sliced 혹은 column 형식에 비해 부등침하에 취약한 면이 있지만, 각 단의 거치를 완료한 후 상단을 거치함으로써 어느 정도의 부등침하를 경감시킬 수 있다. 블록 상호간의 결합을 높이기 위해 키를 두기도 한다.



그림(4-11) bonded blockwork의 예

② column blockwork

콘크리트 블록을 수직기둥 형태로 쌓아 올리는 형식이다. 주요 장점은 부등침하에 대한 순응성이 크다는 것이다. 지반조건이 양호한 경우 장기침하를 최소화하기 위해 선행채하 후, 칼럼 사이에 조인트 처리를 한다. 장기침하가 예상되는 경우에는 칼럼 사이의 조인트를 생략하기도 한다.



그림(4-12) column blockwork의 예

③ sliced blockwork

블록들이 수직에서 10~25° 정도의 경사를 갖도록 설치한다. 이러한 형태는 다른 블록 형식보다 더 작은 크레인을 사용할 수 있다. 특별한 형태의 하단 블록이 필요하며, 경사를 바로잡기 위한 썸기 블록이 필요할 수도 있다. 결과적으로 다양한 형태의 블록이 필요하게 된다. 또한, 블록에는 돌기와 홈을 두어 서로 맞물리게 한다.

④ open blockwork

입사 파랑의 흡수를 위해 부분적으로 개구간을 둘 수도 있다.

⑤ arch and buttress blockwork

부동침하가 일어날 수 없는 암반기초가 있는 곳에 적절한 형식으로, 타 형식에 비해 콘크리트 소요량이 적고, 활동 저항력이 중요하다. 아치 형태의 블록과 부벽 형태의 블록이 사용된다.

(2) 블록의 형상 (BS6349 Pt.2 5.4.3)

블록은 공사 중 깨지거나 손상을 입지 않도록 균형이 잘 잡혀야 하며, 모서리 처리를 해야 한다. 일반적으로 블록은 속이 차 있지만, column 형식 등에서 운반 중량을 줄이기 위해 속이 비어 있는 형식을 만들기도 한다. 이 공간은 블록의 중량을 늘리기 위해 콘크리트나 사석으로 채울 수도 있다. 콘크리트 채움이 사용되는 경우, 그라우팅 재의 유출을 방지하기 위해 조인트를 막아야 한다.

(3) 기초 (BS6349 Pt.2 5.4.4)

기초 상단에 약 1m 두께의 사석기초를 두어야 한다. 기초재료의 강도가 약해 작용하는 하중을 견디기 어려울 경우에는 이 두께를 증가시켜야 한다. 모래지반의 경우, 지반과 사석기초 사이에 필터층을 두어 침하를 최소화시켜야 한다.

활동에 대한 저항성을 증가시키기 위해 기초 및 기초사석을 경사지게 할 경우도 있다. 침하가 예상되는 경우에는 기초사석을 소요높이보다 높게 포설하거나 약간 더 큰 경사를 갖게 할 수도 있다. 정온한 지역에서 기초사석 표면의 표고차는 $\pm 10\text{mm}$ 를 넘지 않도록 한다.

시공오차를 고려하고 하중 분산을 위해, 기초는 벽체 양측으로 적어도 1.0m 이상 넓게 해야 한다. 조류 혹은 선박의 프로펠러에 의해 해측의 기초 교란이 예상될 경우 쇄굴방지공을 설치해야 한다. 해저지반이 암반일 경우, 사석기초 대신 콘크리트 블라인딩으로 대체할 수 있다. 블라인딩의 두께는 일반적으로 0.3m를 적용하지만 건조 상태에서 시공이 가능할 경우 0.15m까지 줄일 수 있다.

(4) 조인트 (BS6349 Pt.2 5.4.5)

블록과 블록 사이의 간격은 칼럼 블록의 경우 75mm, 본드 블록의 경우 40mm를 표준으로 한다. 가능하다면 블록은 정위치로부터 $\pm 25\text{mm}$ 이내에 놓이도록 한다. 또한, 조인트 사이로 후면의 세립자가 유실되지 않도록 대책을 수립해야 한다.

수밀성이 유지되어야 할 구조물의 경우, 그라우팅재가 충전된 튜브 등을 이용하여 조인트를 막아야 한다.

(5) 뒷채움 (BS6349 Pt.2 5.4.6)

블록이 하단 블록의 후면보다 돌출될 경우, 벽체 아래에 공동이 생기지 않도록 주의해야 한다.

(6) 상치콘크리트 (BS6349 Pt.2 5.4.7)

온도에 의한 영향 및 침하에 대비하기 위해, 상치콘크리트에는 블록 3개당 혹은 최대 15m당 1개의 movement joint를 두어야 한다. 이 간격은 상치의 단면 형식 및 구조적 기능에 따라 결정된다.

(7) 블록식 안벽의 설계

안벽의 단면 및 각 블록의 크기는 기초 및 각 블록면에서의 안정기준을 만족하도록 결정되어야 한다. 개개 블록 혹은 블록 조합의 안정은 공사단계별 및 뒷채움 단계별에 따라 검토되어야 한다.

(8) 파괴형태 (BS6349 Pt.2 5.3.1)

중력식 구조물의 주요 파괴형태는 deep slip(원호활동), overturning(전도), sliding(활동), foundation failure(기초파괴)의 4가지로 나뉘며, 각각에 대한 안전율의 기준은 다음과 같다.

- ① deep slip : 사용하중 하에서 최소 안전율 1.25~1.50, 극한하중 하에서 1.2 이상
- ② overturning : 최소 안전율 1.5 이상(일시적인 하중의 경우, 합력이 중앙 1/3을 벗어날 수 있으나, 최대 선단압력이 허용치의 25% 이상을 초과할 수 없음)
- ③ sliding : 최소 안전율 1.75 이상
- ④ foundation failure : 제체 하부에서의 최대 접지압은 기초재료의 허용 접지압을 초과하지 않아야 함. 이 값은 설계초기단계에서는 사용될 수 있지만, 최종단계에서는 침하해석을 통해 침하량과 접지압 등을 검증해야 함(BS8004 table 1 참고)

■ 안전율 적용의 예

factor of safety against sliding

- working conditions ≥ 1.75
- design earthquake ≥ 1.20
- extreme earthquake ≥ 1.00

factor of safety against overturning

- working conditions ≥ 1.50
- design earthquake ≥ 1.20
- extreme earthquake ≥ 1.00

factor of safety against deep slip

- working conditions $1.25 \leq \text{FOS} \leq 1.50$
- design earthquake ≥ 1.10
- extreme earthquake ≥ 1.00

bearing on foundation

- working conditions
- FOS on bearing pressure ≥ 3
- resultant within middle 1/3

transitory load conditions

- FOS on bearing pressure ≥ 2.5
- resultant within middle 1/3

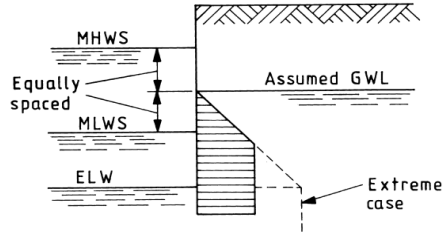
design earthquake

- FOS on bearing pressure ≥ 1
- resultant within middle 2/3

참고) BS6349 Pt.2 2010에는 별도의 안전율 기준을 언급하지 않고 BS EN 1997-1(Eurocode 7: geotechnical design)의 기준을 따를 것을 명시하고 있다. BS EN 1997-1은 한계상태설계법을 적용하고 있다.

(9) 잔류수압 (BS6349 Pt.1 51.5.1.4)

잔류수압은 지하수위를 평균해수면에 있는 것으로 가정하고, 저조위와의 수두차로 계산한다.



그림(4-13) 잔류수위 (tidal lag)

참고) BS6349 Pt.1 51.5에서는 벽체 전후면의 수압차를 고려해야 하는 4가지 경우를 설명하고 있다.

- minor non-tidal water level variations (weepole drainage)
- high flood flows in non-tidal rivers (weepole drainage)
- large tidal variations (no drainage) - 블록식 안벽에 적용
- large tidal variations (flap valve drainage)

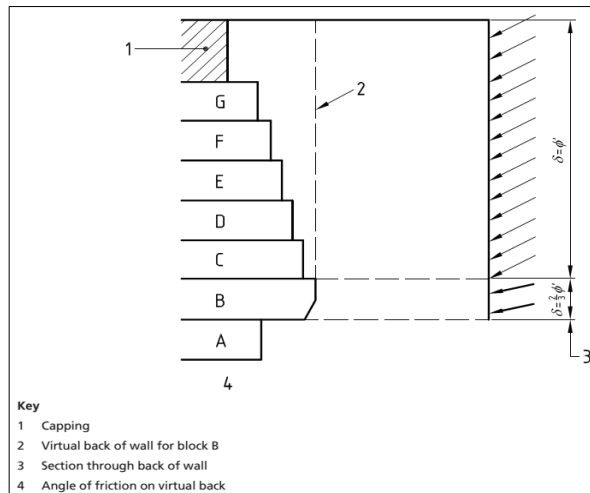
(10) 접지압 (BS6349 Pt.2 5.4.8.2)

바닥 블록을 블록전면보다 돌출시킬 경우, 조금 더 균일하게 분포된 접지압을 얻을 수 있다. 돌출되는 정도는 세굴방지공의 두께 이내이어야 한다.

일부 블록을 육측으로 연장하여 disturbing 토압과 균형을 이루도록 함으로써 경제적인 효과를 노릴 수 있으며, 더 균일한 접지압을 얻을 수 있다. 일반적으로 이러한 블록들은 뒷채움 시 공동이 생기지 않도록 형태를 만들어야 한다. 단, 뒷채움재로 사석이 사용되거나, 물의 움직임 혹은 지진이 예상되지 않는 경우에는 필요치 않다.

(11) 가상배면 (BS6349 Pt.2 5.4.8.3)

일부 블록의 배면이 상부 블록의 배면 보다 상당히 돌출되는 경우, 이 블록 하면에서의 안정은 벽체 배면에서 위쪽으로 연장된 가상 배면을 기준으로 계산되어야 한다.



그림(4-14) 가상배면 (virtual back)

활동 혹은 전도시의 수평토압은 $2/3\Phi r$ 의 각으로 가상배면과 인접하거나 맞닿아 있는 콘크리트 부재에 작용하는 것으로 간주해야 한다.

(12) 돌출부재 (BS6349 Pt.2 5.4.8.4)

상치 블록 혹은 프리캐스트 블록 후면이 하단 블록의 후면 보다 돌출되어 있는 경우, 하단 블록의 윗부분에 작용하는 토압이 부분적으로 경감되는 것으로 가정한다. 이러한 토압의 부분적인 경감은 선반식 널말뚝벽의 경우와 유사하며, 하부 블록의 배면이 벽체의 배면 혹은 가상 배면 보다 뒤에 놓일 경우에는 전체 안정계산에 적용되는 것으로 가정할 수 있다. 그림(4-14)의 블록 B와 같이, 돌출량이 클 경우 쿨만의 시행책기법과 같은 보다 더 정밀한 해석이 이루어져야 한다.

(13) 블록 간 인터페이스 (BS6349 Pt.2 5.4.8.5)

블록의 수평면에서, 합력의 편심으로 인한 국부적인 집중응력이 허용 값을 초과하지 않도록 조절해야 한다. 상세 해석이 이루어진 경우, 극한 하중상태 외에는 블록이 맞닿는 면의 폭 1/3 이내에 편심하중이 들어오도록 해야 한다. 상시하중 상태에서 국부응력은 0.5fcu를 넘어서는 안 되나, 극한하중상태에서는 0.6fcu까지 허용된다.

전단키가 없는 수평면에서의 활동저항은 블록 상하면의 표면 처리방법에 좌우된다. 프리캐스트 콘크리트 블록 간의 마찰계수는 통상 0.4에서 0.6의 값을 사용한다.

(14) 양압력 (BS6349 Pt.2 5.4.8.6)

수평면에서의 양압력을 고려해야 한다. 특히, 조인트를 막은 경우 양압력에 대한 가능성을 검토해야 한다.

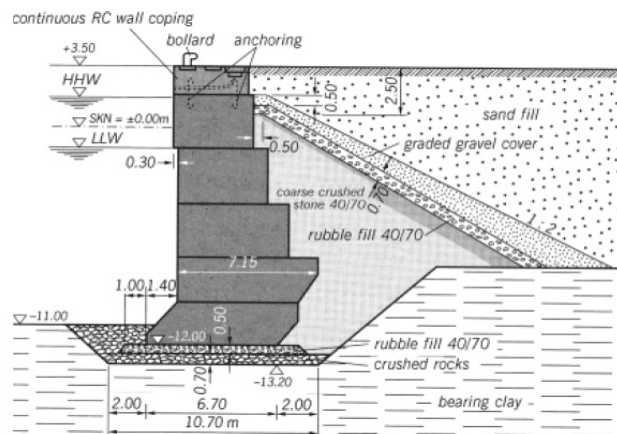
4-2-4 EAU

지금까지는 BS 6349에 언급되어 있는 블록식 안벽 관련 내용을 정리하였으며, 지금부터는 EAU 2004 (recommendations of the committee for waterfront structures harbours and waterways)의 관련 항목들을 정리하고자 한다. EAU 역시 2009년에 개정이 되면서 Eurocode의 내용을 반영하고 있다.

(1) 설계 기본사항 EAU 10.7.1

콘크리트 블록식 안벽은 기초 하부에 충분한 지지력을 갖춘 층이 있을 경우에 효과적으로 적용될 수 있다. 필요한 경우, 다짐이나 치환 등을 통해 지지력을 확보할 수 있다.

각 블록의 크기와 무게는 가용한 공사재료, 제작 및 운반 방법, 블록 타설 장비의 용량, 공사 중 및 운영 중의 육·해상 조건 등을 고려하여 결정해야 한다. 경제적인 측면에서는 블록 수가 적을수록, 크기가 클수록 유리하다. 이는 개개 블록의 제작, 운반, 거치에 소요되는 시간이 크기와는 상관없기 때문이다.



그림(4-15) 블록식 안벽의 단면 예

블록 설치 시 사하중을 경감시키기 위해 부력을 이용할 수 있으며, 이를 통해 블록 거치 시 사용되는 크레인의 작업반경을 늘릴 수 있다. 하지만 이 경우, 블록은 파랑의 영향을 견딜 수 있을 정도의 크기와 무게를 가져야 한다. floating 크레인이 사용될 경우, 일반적으로 60~80톤 정도 무게의 블록이 사용된다.

블록은 거치 시 손상을 입지 않도록 그 형상이 결정되어야 하고, 정위치에 놓여야 한다. 침하에 민감한 지역에 적합한 직립 쌓기는 블록 사이의 간격이 벌어져 이의 복구에 많은 비용이 들 경우도 있다. 하지만, 이러한 블록 사이의 간격은 적절한 뒷채움재를 사용한다면 어느 정도 허용될 수 있다. 블록 하부에는 최소 1.0m 두께의 기초사석을 깔아야 한다. (그림(4-15)참조) 기초사석의 표면은 특수한 장치 혹은 잠수부를 이용하여 고르기 및 평탄작업을 해야 한다. 퇴적이 일어나는 곳에서는 블록 거치 전에 기초사석의 표면을 깨끗하게 청소해야 한다. 이렇게 함으로써 기초와 블록의 접촉면에서 파괴가 일어나는 것을 방지할 수 있다.

(2) 작용하중 EAU 10.7.2

토압 : 주동토압은 고려해야 하지만, 일반적으로 기초사석의 두께가 얇기 때문에 주동토압은 고려치 않는다.

잔류수압 : 블록간 조인트에서 투수성이 충분히 확보되고, 적절한 뒷채움재를 사용하여 블록 전 후면의 수위가 단시간 내에 동일하게 된다면 잔류수위는 가장 불리한 조위에서 예상되는 최대 파고의 1/2로 가정한다. ((4) 참조)

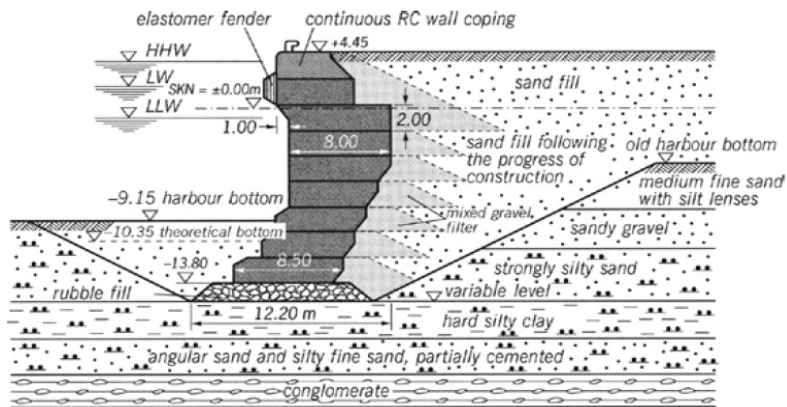
파랑하중 : 파랑이 높은 지역에 블록식 안벽을 건설해야 하는 경우, 특별한 안정검토가 필요하다. 특히, 쇄파가 일어나는지에 대한 모델 테스트를 수행해야 하는 경우가 있다. 테스트 결과 쇄파가 일어날 경우에는 안정성과 내구성에 관련된 리스크가 커질 수 있으므로 블록식 안벽은 더 이상 적합한 공법이 되지 않는 경우도 있다.

견인력, 접안력, 크레인 하중 등도 고려되어야 한다.

(3) 설계 EAU 10.7.3

블록식 안벽의 단면은 자중으로 인한 토압이 기초저면에서 가능한 한 균일하게 분포되도록 설계되어야 한다. 이는 베이스 블록을 전면으로 돌출시키고, 블록 후면을 그림(4-16)과 같이 배치함으로써 쉽게 이룰 수 있다. 후면으로 돌출된 블록 하단에 공극이 발생하지 않도록 뒷채움재의 내부 마찰각 보다 큰 각으로 블록의 모서리를 깎아야 한다.

또한, 시공 단계별로 토압을 검토해야 한다. 각 단의 블록을 거치하자마자 뒷채움재를 채워 넣어 육측으로의 전도 모멘트에 저항할 수 있도록 해야 하며, 기초저면 양단에서 과도한 응력이 발생하지 않도록 해야 한다. (그림(4-16) 참조) 허용 토압 외에도 활동, 기초지지력 및 원호활동에 대한 안전율도 검토해야 한다.



그림(4-16) 지진대에서의 블록식 안벽 예

침식이나 증심 등으로 인한 해저지형 변화를 고려해야 한다. 항만 운영 시 안벽 전면수심에 대해 주기적으로 점검해야 하며, 필요시 적절한 보호대책을 시행해야 한다.

상부 블록 위에 현장타설로 시공되는 철근 콘크리트 상치는 부정확한 블록 거치를 보완하며, 수평 및 수직 집중하중을 분산시키고, 토압이나 기초면에서 지지력의 국부적인 변화 및 시공의 부정확성 등을 보완한다.

블록의 부등침하가 예측될 경우, 침하가 완료되기 이전에 상치를 타설해서는 안 된다. 침하를 촉진시키기 위해 블록을 이용하여 상재하중을 가하기도 한다.

선박의 접안이나 계류, 크레인의 수평력 등으로 인한 상치의 부재력을 계산하기 위해, 상치는 블록 상부에서 지지되는 강체로 가정한다.

(4) 잔류수위 EAU 4.2(R19)

잔류수위의 크기는 구조물 외측의 수위 변동, 지하수의 흐름, 기초재료의 투수성, 구조물 자체의 투수성 및 뒷채움재의 배수 효율 등에 영향을 받는다.

일반적으로 조차가 있는 항만시설에 사용되는 잔류수위 기준은 그림(4-17)과 같다.

Tidal area				
Situation	Figure	Load cases as per R 18		
		1	2	3
3a Major water level fluctuations without drainage – normal case		$\Delta h = a + 0.30 \text{ m}$ $a = \frac{\text{MHW} - \text{MLW}}{2}$ $d = \text{MLW} - \text{MLWS}$	-	-
3b Major water level fluctuations without drainage – limit case extreme low water level		-	-	$\Delta h = a + 2b + d$ $a = \frac{\text{MHW} - \text{MLW}}{2}$ $b = \frac{\text{MHWS} - \text{LLW}}{2}$ $d = \text{MLW} - \text{MLWS}$
3c Major water level fluctuations without drainage limit case falling high water		-	-	$\Delta h = 0.30 \text{ m} + 2a$
3d Major water level fluctuations with drainage		$\Delta h = 1.00 \text{ m} + e$ for outer water level in MLWS	$\Delta h = 0.30 \text{ m} + b + d + e$	-

그림(4-17) 잔류수위

4-2-5 Eurocode 8 (BS EN 1998 part 5)

블록식 안벽의 내진설계는 BS EN 1998-5, Eurocode 8 design of structures for earthquake resistance, part 5 - foundation, retaining structures and geotechnical aspects를 따른다.

내진해석은 등가정적해석을 기본으로 하며, 이때 사용되는 토압과 수압은 Annex E에 상세하게 설명되어 있다. 이 부분은 기본적으로 국내에서 사용되고 있는 기준과 유사하다.

(1) 등가정적해석 (7.3.2)

① 기본모델

가. 등가정적해석의 기본 모델은 구조물과 그 기초, 주동한계평형상태에 있는 구조물 배후의 흙 췌기, 흙 췌기에 작용하는 상재하중 및 구조물 기초부의 토체 등으로 구성된다.

나. 주동상태가 되기 위해서는, 설계 지진 시 충분한 벽체의 움직임이 필요한데 이는 유연한 구조물이 힘을 받거나, 중력식 구조물이 활동이나 전도될 경우 가능하다. 주동한계상태가 되기 위한 벽체의 움직임 관련 내용은 EN 1997-1:2004, 9.5.3 참조할 것.

② 지진하중

가. 등가정적해석을 위해서는 지진하중을, 하중에 지진계수를 곱한 일련의 수평 및 수직하중으로 나타내야 한다.

나. 수직 지진력은 상하로 작용하는 것으로 간주하여, 가장 불리한 효과를 나타내도록 한다.

다. 주어진 지진구역에서 등가 지진력의 세기는 영구 변위량에 좌우된다.

라. 특별한 연구결과가 없을 경우, 수평(k_h) 및 수직(k_v) 지진계수는 다음의 값으로 한다.

$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (4-2)$$

$$k_v = \pm 0.5k_h \quad a_{vg}/a_g > 0.6 \text{인 경우} \quad (4-3)$$

$$k_v = \pm 0.33k_h \quad \text{그 외의 경우} \quad (4-4)$$

여기서,

계수 r 은 다음 표의 값을 기준으로 한다. 벽체의 높이가 10m를 넘지 않을 경우 지진계수는 전체 높이에 대해 일정한 것으로 한다.

마. 큰 간극수압이 발생할 수 있는 포화된 사질토의 경우,

(가) 계수 r 은 1.0 이상으로 하면 안 된다.

(나) 액상화에 대한 안전율은 2를 넘지 않도록 한다.

바. 벽체의 높이가 10m를 넘는 경우 (2) ②를 참조한다.

사. 비중력식 벽체의 경우 수직 가속도의 영향은 무시할 수도 있다.

표(4-1) 수평지진계수를 계산하기 위한 계수 r 값

type of retaining structure	r
free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300\alpha \cdot S$ (mm)	2
free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200\alpha \cdot S$ (mm)	1.5
flexural reinforcement concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

(2) 간이해석법 ANNEX E

- ① 개념적으로 계수 r 은 최대 영구변형을 일으키는 가속도 값과 한계평형상태에 해당하는 값 간의 비율로 정의된다. 따라서 벽체가 큰 변위를 견딜수록 r 값은 더 커진다.
- ② 벽체의 높이가 10m 이상인 경우, 수직으로 파가 전달되는 자유장 1차원 해석(free-field one-dimensional analysis)을 할 수 있다.
그리고 벽체의 높이를 따라 피크 수평 토질 가속도의 평균값을 취함으로써 보다 정밀하게 산정된 식 (4-2)의 α 값을 구할 수 있다.
- ③ 육측으로부터 벽체에 작용하는 총 설계외력은,

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (4-4)$$

여기서,

- H : 벽체의 높이
 E_{ws} : 정적수압으로 인한 힘
 E_{wd} : 동적수압으로 인한 힘
 γ^* : 흙의 단위중량
 K : 토압계수 (정적 + 동적)
 k_v : 수직 지진계수

- ④ 토압계수는 모노노베 오카베 식으로 구한다.
주동상태의 경우,

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta + \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (4-5)$$

$$\text{if } \beta > \phi'_d - \theta$$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)} \quad (4-6)$$

수동상태의 경우 (벽체와 토질 사이에 전단저항이 없는 경우)

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (4-7)$$

위에 사용된 기호는 다음과 같다.

ϕ'_d : 토질의 전단저항값. 즉,

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right)$$

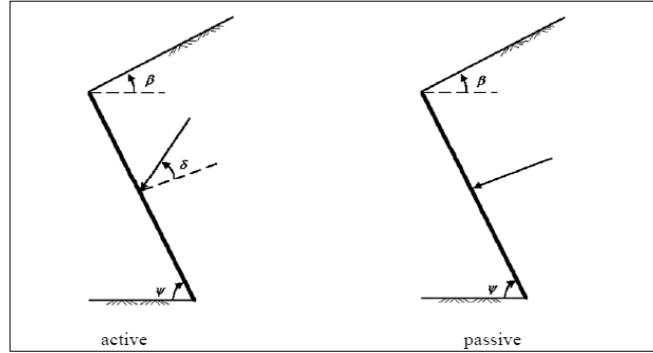
ψ, β : 벽체 후면과 뒷채움재 표면과의 경사각 (그림(4-18) 참조)

δ_d : 토질과 벽체와의 마찰각. 즉,

$$\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$$

θ : ⑤~⑦에 정의된 각

주동상태의 식은 수직벽체면($\psi = 90^\circ$)에 대해 적용되어야 한다.



그림(4-18) 토압계수 산정식에서 사용되는 각도

⑤ 구조물 하부 수위에 대한 토압계수

$$\gamma^* \text{ 흙의 단위중량} \quad (4-8)$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (4-9)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (4-10)$$

여기서, k_h : 수평지진계수 (식 (4-2))

대안으로, 정적상태에 대해 적용할 수 있는 표와 그래프를 다음과 같이 수정하여 사용할 수 있다.

$$\tan\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad (4-11)$$

$$\text{및 } \tan\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (4-12)$$

흙과 구조물 전체 시스템이 θ_A 혹은 θ_B 의 각만큼 추가로 회전한다. 중력가속도는 다음의 값으로 대체한다.

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos\theta_A} \quad (4-13)$$

$$\text{또는 } g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos\theta_B} \quad (4-14)$$

⑥ 수위 아래 동적으로 불투수성인 흙의 토압계수

다음 계수들을 적용해야 한다.

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (4-15)$$

$$\tan\theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (4-16)$$

$$E_{wd} = 0 \quad (4-17)$$

여기서, γ : 흙의 포화단위중량

γ^* : 물의 단위중량

- ⑦ 수위 아래 동적으로 투수성인 흙의 토압계수
다음 계수들을 적용해야 한다.

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (4-18)$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} \quad (4-19)$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2 \quad (4-20)$$

여기서, γ_d : 흙의 건조단위중량

H' : 벽체 하단에서 수위까지의 높이

- ⑧ 벽체 바깥면에서의 동수압
동수압은 다음과 같이 산정한다.

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (4-21)$$

여기서, k_h : $r = 1$ 일 때의 수평지진계수 (식 (4-2) 참조)

h : 수면까지의 높이

z : 수면에서부터 수직하향 거리

- ⑨ 강성구조물에서 토압으로 인한 힘

완전히 구속되어 있기 때문에 주동상태가 될 수 없는 강성구조물과 수직벽체 및 수평 뒷채움재에 대해, 토압의 증가로 인한 dynamic force는 다음과 같다

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (4-22)$$

여기서, H : 벽체의 높이

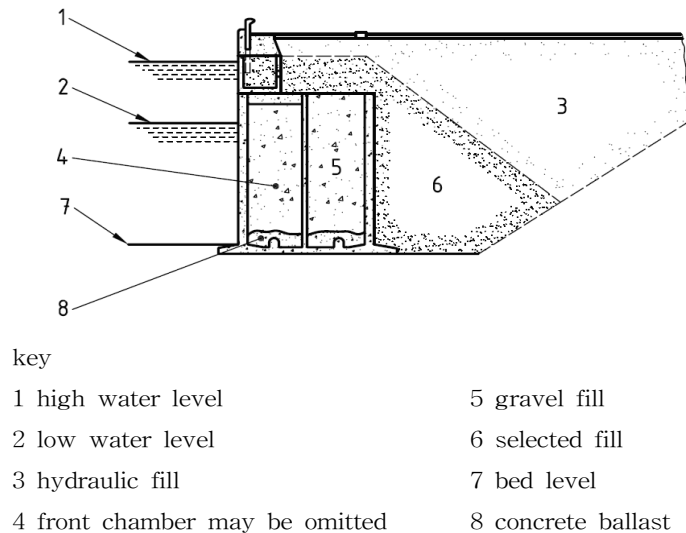
작용점은 높이의 중간으로 잡는다.

4-3 케이슨식 안벽

1. 벽체에 작용하는 외력과 하중

1.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.1 general

- 1.1.1 콘크리트 케이슨은 통상 최종 위치에 떠 있다가 해저로 가라앉은 육상에서 사전에 조립된 개방된 상부를 지닌 셸로 구성되어 있다. 케이슨은 가라앉은 후에 파도에 대한 적당한 여유를 감안하여 간조 해상 수위를 약간 상회하도록 통상 설계되어야 한다. 셸은 통상 모래로 메워지며 때로는 콘크리트 또는 자갈로 메워진다. 상부구조물은 단단한 현장타설 콘크리트 캐핑 또는 백필을 하고 상부면이 콘크리트 포장으로 되어 있는 강화 콘크리트 가장자리를 지닌 옹벽으로 구성될 수 있다. 그림(4-19)는 캐핑 방식의 예이다.
- 1.1.2 케이슨에 관한 안치 허용 공차는 블록체 또는 프리캐스트 벽체 단위 장치의 허용 공차보다 크다. 그러므로 케이슨은 파도 간섭이 상당할 경우에 종종 사용될 수 있다.
- 1.1.3 케이슨은 매립 이후에 건설 중장비를 지지하기에 사용할 수 있는 자체적으로 안정한 구조를 갖는다. 그것은 안벽 및 돌체에 공히 사용될 수 있다.
- 1.1.4 이러한 방법은 상당히 긴 안벽을 시공할 때 유리하고, 타설 지역과 최종 위치 사이로 부유식 케이슨을 운반하는데 상당한 물의 깊이가 요구되는 공사에 유리하다.



그림(4-19) 콘크리트 케이슨

2. 안정계산

2.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.3 foundation

- 2.1.1 케이슨은 입자상의 기초에 놓여야 하며 기초의 공칭 크기는 건설 및 서비스 도중 예상되는 파도 작용에 좌우된다. 케이슨이 조용한 해상조건에서 세굴 방지 에이프런이 설치되고 필요한 미끄러짐 저항이 얻어질 수 있다면 기존의 모래 해저를 기초로 사용하기 위하여 평탄하게 하는 것도 가능할 수 있다.
- 2.1.2 기존의 해저상태가 부적합하거나 평탄하지 않은 경우에는 평탄한 안착을 위하여 적절한 깊이가 되어야 한다. 대체적인 방안으로 안착 후에 케이슨 아래를 그라우팅 함으로써 평편한 해저 층을 얻을 수 있다. 이것은 미끄러짐 저항을 증가시키고 파도작용에 의한 기초 물질의 혼란을 줄인다.
- 2.1.3 만약 케이슨 아래 토양의 지지력이 불충분하다면, grouting, vibro replacement, soil mixing, piling의 방법에 의해 해결할 수 있다.

3. 세부 설계

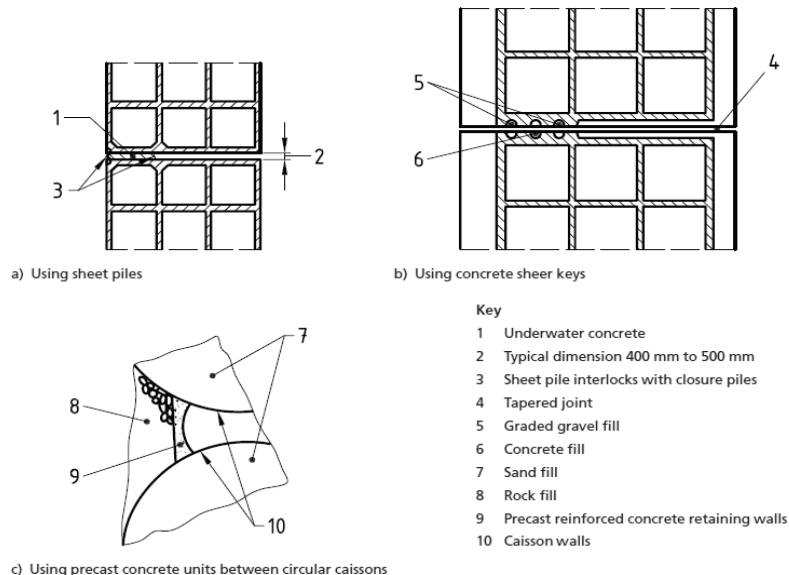
3.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.7 & 7.6.9

3.1.1 [section 7.6.7 joints between caissons]

케이슨 사이의 조인트는 물질을 보유하기 위해서 사용되거나 파도가 간격 사이로 통과하는 것을 방지해야 할 경우에는 봉합되어야 한다. 조인트는 안치 및 부동 침하의 여유를 고려하기 위하여 설계되어야 한다. $\pm 150\text{mm}$ 의 안치 허용공차가 보호 수역에서 달성되어야 한다.

현장 타설 콘크리트 고정 조인트는 통상 각 케이슨의 외부 벽체에 형성된 수직 벽감 내에 놓인 사각 케이슨 사이에 사용된다. 턱솔-홈 조인트와 탄성 썰은 부동 침하가 작을 것 같은 경우에만 적절하다. 원형 케이슨의 경우 키로 고정된 조인트가 사용될 수 있으나 타설에 장애를 초래할 가능성이 경우에는 현장 타설 콘크리트 봉합이 연결부의 육상 측에 있는 현장 시공 거푸집에 대하여 타설 될 수 있다.

조인트 예시는 그림(4-20)에 표시되어 있다.



그림(4-20) 케이슨 사이의 조인트 예시

3.1.2 [section 7.6.9 In situ capping]

현장 타설 캐핑은 케이슨이 채워지고 조인트가 완료된 이후에 타설 되어야 한다. 충전물이 이러한 목적을 위해 압밀되어야 하는 경우에는 케이슨 내부에 놓인 충전물에 부분적으로 지지될 수 있다.

4. 부유시의 안정

4.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.5

4.1.1 케이슨의 안정성은 타설(해상에서 인 경우), 진수, 견인 및 침강과 같은 모든 조건에 대하여 점검되어야 한다. 파도의 영향 특히 장기적인 파도의 영향이 고려되어야 한다. 정적인 침강 조건에서, 케이슨의 균형은 벨러스트에 의해 즉각 조절될 수 있다. 긴 거리를 견인해야 할 경우에는, 항해 및 안전성에 철저한 주의를 해야 한다.

4.1.2 조석 조건에 대한 정확한 지식은 안착 작업의 성공에 필수적이다. 케이슨을 침강시키는 것을 지원하기 위하여 외부 벽체에 마개가 제공될 수 있다.

5. 설계외력

5.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.4, 7.6.6 & 7.6.8

5.1.1 [section 7.6.4 fabrication]

케이슨은 다음 방식 중 하나에 의해 육상에서 제작될 수 있다.

- (1) 바다와 인접한 육상에서, 그런 다음 케이슨을 준비된 비탈 아래로 미끄러지게 하거나 크레인 또는 인양 도크를 사용하여 내리거나 케이슨 전방 및 아래의 흙을 준설하여 진수시킨다.
- (2) 제방 배후에서, 제방을 제거하고 만조 시에 케이슨을 띄워서 진수시킨다.
- (3) 건설통에서
- (4) 부양식 독에서

육상 또는 폰툰에서 타설함으로써 경제성을 달성할 수 있으며, 부유 그 이후에 진수를 허용하기 위하여 케이슨의 최저 높이가 요구된다. 제작은 떠 있는 동안 흡수를 점진적으로 증가시키면서 벽체의 잔존 높이를 타설 함으로써 완료된다.

떠 있는 케이슨을 타설하는 것은 상당히 잔잔한 해상 조건을 필요로 한다.

5.1.2 [section 7.6.6 Fill]

케이슨은 통상 모래로 충전되며 그것은 펌프로 올리거나 굴삭기로 담을 수 있다. 상부 구조물에 대한 확실한 계층을 확보하기 위하여 진동에 의한 압밀이 수행될 수 있으나 이는 매립물의 상부에 내부 토압을 증가시킬 수 있다.

전방 벽체가 심각하게 훼손되거나 선박 충격에 대하여 상승된 저항을 제공하기 위하여 바다쪽 구획에는 빈배합 콘크리트로 충전될 수 있다. 그렇지 않으면, 전반적인 중력 중심을 조정하고 지지 압력을 감소시키기 위하여 전방 셀은 빈 채로 두거나 부분적으로 채우는 것이 좋다.

5.1.3 [section 7.6.8 drainage and filters]

차동 수압을 완화하기 위한 벽체를 통한 배수는 상부 구조물 웅벽의 하부에 구멍 또는 슬롯을 제공함으로써 통상 가장 적합하게 달성될 수 있다. 물질 손실을 방지하기 위하여 적절한 필터가 설치되어야 한다. 대안으로서 케이슨 사이에 간격을 남겨두고 쇄석 필터가 벽체 후방에 놓여야 한다.

6. 부재의 설계

6.1 BS 6349-2: maritime works(2010) - section 7.6.2 & 7.6.10

6.1.1 [section 7.6.2 Shape]

콘크리트 케이슨은 평면에 다양한 형태로 축조될 수 있다. 가장 보편적인 형태는 사각이며 원형 및 클로버잎 형상도 사용된다.

케이슨은 높은 종방향 응력을 피하기 위하여 통상 최대 평면 치수로 약 30m로 국한되나 단위장치는 길이가 100m가 되는 것도 사용된다.

대형 케이슨은 일반적으로 내부 벽으로 강화되어야 한다. 이러한 것은 기반부 및 벽체 두께에서 경제성을 제공한다. 벽체는 통상 현장에서 타설되나 프리캐스트 요소는 완료된 구조물이 포스트텐션과 연계하여 사용된다. 셀의 구획은 케이슨이 떠 있을 동안 밸러스트 탱크로 사용될 수 있다. 안정성을 증가시키기 위하여 기반부 슬래브에 외부 돌출이 종종 제공된다. 이러한 것은 선박에 의한 우발적인 손상을 당하지 않도록 보호되고 설계되어야 한다.

구획이 없는 케이슨은 프리캐스트 콘크리트 단위 장치를 두꺼운 괴상 콘크리트 벽체를 안치하기 위한 거푸집널로 사용하여 축조될 수 있다. 케이슨이 제자리를 잡은 후에, 내부 기반부를 형성하고 벽체 공동을 채우기 위하여 트레미 콘크리트가 사용된다. 케이슨 중앙은 지진 시에 지지 압력과 가상 질량을 줄이기 위하여 충전되지 않은 채로 둘 수 있다.

케이슨에는 국소적인 균열을 피하기 위하여 내부 모서리에 여유 있는 물매가 제공되어야 하며 기계적인 손상을 최소화하기 위하여 모따기를 한 모서리가 제공되어야 한다.

6.1.2 [section 7.6.10 design of caisson wall]

(1) 7.6.10.1 general

콘크리트 케이슨은 건설 및 서비스의 모든 단계에서 전반적인 안정성을 위하여 설계되어야 한다. 전반적인 치수는 최종 위치에서 케이슨의 기하학적 및 부하 요구사항에서 결정되어야 한다.

(2) 7.6.10.2 ground pressure

기초 높이에서의 지압은 케이슨의 기반부 슬래브가 단단하다는 것을 가정하여 모든 부하 조건에 대하여 결정되어야 한다.

(3) 7.6.10.3 reinforced concrete

케이슨 부재는 건설 및 서비스의 모든 단계에 대하여 설계되어야 한다. 균형을 이루지 않은 해수 수위와 입자상 또는 젖은 콘크리트 충전물로 인한 모든 조건의 측방압력에 대해 설계하기 위하여 모래 충전물에 가해지는 압밀을 고려하면서 특별한 주의를 해야 한다. 구조물은 적절한 경우 사일로 설계 관행에 따라 설계될 수 있다.

지반 지지의 부분적인 손실이 긴 케이슨의 설계 시에 가정되어야 하며 그것은 종방향에서 빔으로 분석되어야 한다.

기반부 슬래브의 설계는 충전된 셀 아래의 지반지지의 상실 가능성과 정상 지압보다 높은 압력이 발생하는 빈 셀하의 정상 지압보다 높은 지압의 가능성을 고려해야 한다. 슬래브는 구획벽에 의해 지지되는 것으로 가정된다.

제 5 장 잔교식 안벽

5-1 잔교식 안벽 설계 일반

5-1-1 일반사항 (BS 6349-2:2010)

1. 개요

국내에서는 대형 케이슨 시공방법의 발달에 따라 잔교식 구조물의 적용빈도가 높지는 않으나, 연약 지반이 두껍게 분포되고, 말뚝의 자재조달 및 시공이 용이한 중동 및 동남아시아 지역에서는 컨테이너 터미널, 잡화부두 및 플랜트 지원 부두시설 등에 잔교식 구조물이 광범위하게 사용된다. 잔교식 구조물의 설계법은 각 국가마다 다양하게 제시하고 있지만, 본 설계기준은 BS6349-part 2 (2010)를 기준으로 그 기준서에서 인용하고 있는 Eurocode 내용을 기술한다.

2. 구조형식 개요

2.1 잔교구조물

잔교(suspended deck structures)란 강재, 콘크리트, 또는 목재 등의 재료들을 이용하여 제작된 상부구조물 및 말뚝으로 조합된 구조물이다. 수직하중은 지중에 시공된 말뚝의 선단지지력, 말뚝의 주면마찰력 및 그 조합으로 지지되고, 수평하중은 여러 가지 형태로 지지되며 때에 따라서 말뚝에 인발력을 유발하는 경우도 있다. 구조물은 수평하중에 대한 반응형태에 따라 강성구조(rigid structure)와 연성구조(flexible structure)로 구분되며, 구조물의 유연도(flexibility)는 사용재료, 지반 조건 및 부재의 연결 상태(framing of the structure)에 따라 좌우된다.

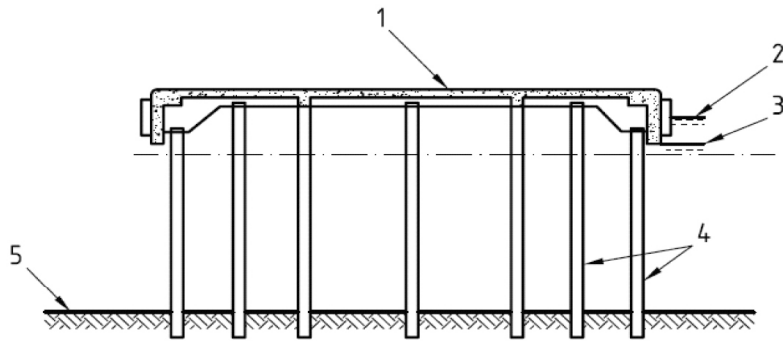
2.2 구조물의 형식

잔교의 형식 구분은 횡적으로 작용하는 하중에 대한 저항방법, 수직하중을 말뚝에 분포시키는 방식과 관련이 있다. 가장 일반적인 말뚝구조형식과 횡방향력에 대한 지지방식은 표(5-1)과 그림(5-1)에 나와 있다.

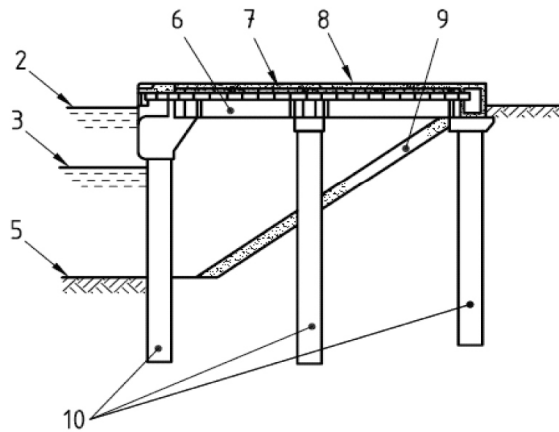
압축성 지반에서 말뚝침하가 발생할 경우, 하중이 인접말뚝에 전가되어 수직력과 휨모멘트가 증가할 수 있으므로 효율적인 저항대책이 있는 경우를 제외하고는 경사말뚝의 사용에 제한을 둔다. 상부 토층이 연약하거나 토압 또는 지진하중 등 큰 횡방향력이 작용하는 경우에 수평력에 대한 tie-back 시설을 계획하는 경우도 있다.

표(5-1) 잔교식 안벽

구조물 유형	적용	연성/강성	수평력을 지지하는 방식	형상
연직말뚝식	jetty	연성	말뚝의 휨	그림5-1(a)
연직말뚝식	marginal quay	일부연성 / 일부강성	말뚝의 휨과 뒤채움재의 수동토압	그림5-1(b)
연직말뚝과 tie-back	marginal quay	일부연성 / 일부강성	말뚝의 휨, 수평 tie-back(해측), 뒤채움재의 수동토압(육측)	
연직말뚝과 육상 strut/tie 부재 적용	marginal quay	강성	Strut/tie	그림5-1(c)
연직말뚝과 경사말뚝 혼용식	전부	강성	경사말뚝	그림5-1(d)
경사말뚝식	access trestle과 jetty	강성	경사말뚝(횡방향 수평력), 종방향 경사말뚝 혹은 육상 앵커리지(종방향 수평력)	

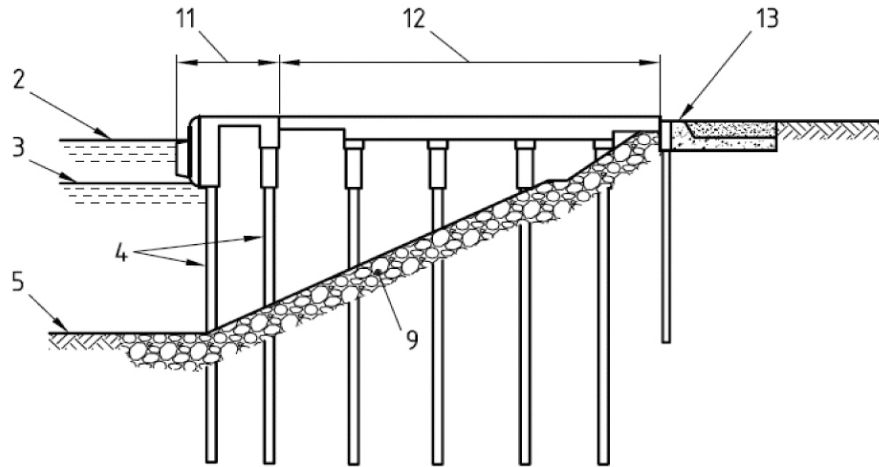


a) Jetty with all vertical piles and with berthing on both sides

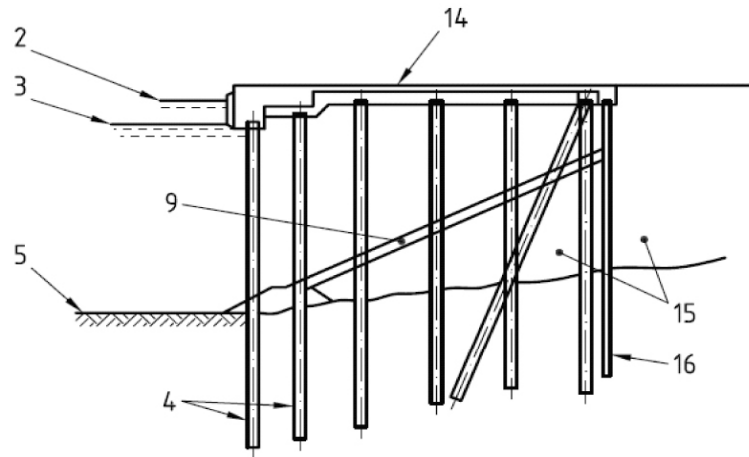


b) Jetty with all vertical large diameter piles

그림(5-1) 잔교식 안벽의 종류



c) Jetty with all vertical piles plus struts to shore



d) Jetty with vertical and raking piles

Key

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| 1 Reinforced concrete deck | 9 Rock armour |
| 2 High water level | 10 Large diameter plates |
| 3 Low water level | 11 Quay |
| 4 Piles | 12 Access bridge acts as strut |
| 5 Bed level | 13 Shore abutment |
| 6 Pre-cast concrete beams | 14 Reinforced concrete beam and slab |
| 7 Pre-cast concrete slab units | 15 Granular fill |
| 8 In-situ concrete decking | 16 Retaining wall |

그림(5-1) 잔교식 안벽의 종류 (계속)

3. 잔교식 안벽의 적용이 용이한 지역

잔교식 안벽은 다음의 경우에 적용이 용이하다.

- (1) 단단한 하층지반의 상층에 연약지반이 분포한 경우
- (2) 해저지반이 말뚝을 지지하기에 적당한 흙으로 되어 있을 때
- (3) 다른 형식의 안벽구조물 적용 시, 배면 매립이 용이하지 않은 경우
- (4) 수리환경과의 간섭을 최소화 할 필요가 있는 경우
- (5) 수심이 깊은 경우

해저면이 암반인 경우 말뚝시공을 위해서는 지반에 대한 사전 처리가 필요하다.

4. 잔교식 안벽의 적용

잔교식 안벽은 marginal quay(평행식 안벽)와 finger jetties(돌출식 안벽)에 일반적으로 적용한다. marginal quay에 적용할 경우, 사석 등으로 보호된 사면 상부에 시공되는데 이 경우 기준선 부분은 선박 운용을 위해 준설을, 구조물 배면은 지반높이와 일치시키게 된다.

finger jetties와 부두 접근을 위한 도교(access trestle)는 자연 해저면 상부에 계획되는 경우가 많은데, 선박이 운용되는 구간에는 준설을 하기도 한다.

5-1-2 설계기준

BS 6349-2:2010의 chapter 8은 잔교식 안벽의 설계에 대한 주요 설계기준을 설명하고 있다. 그러나 설계를 위한 하중, 하중의 조합, 부재의 설계, 내진설계 및 내구성 설계는 BS 6349를 구성하는 다른 part와 Eurocode의 해당부분에 대한 기준의 적용을 요구하고 있다.

BS 6349-2:2010의 각 항목별 기준사항은 다음과 같이 정리할 수 있다.

- | | |
|--------------------|---|
| (1) BS 5400-2:2006 | 차량 및 철도하중 |
| (2) BS 6349-1:2000 | 선박의 풍하중, 파력, 조류력, 온도하중, 설·빙하중, 적재하중, 장비하중, 내구성 설계 |
| (3) BS 6349-4:1994 | 선박의 충격력, 계류력 |
| (4) BS EN 1990 | 일반사항, 하중조합 |
| (5) BS EN 1991 | 구조물의 하중 |
| (6) BS EN 1992 | 콘크리트 설계 |
| (7) BS EN 1993 | 강재 설계 |
| (8) BS EN 1997 | 지반의 안정검토 |
| (9) BS EN 1998 | 내진설계 |

5-1-3 구조물의 지반 안정 (BS 6349-2:2010)

1. 구조물 검토를 위한 일반사항

구조물의 전반적인 지지력 안정은 BS EN 1997-1에 따라 수행하며, 다음에 기술한 사면의 안정성 및 구조물의 침하 또는 융기(uplift)현상에 대하여 검토하여야 한다.

2. 사면의 안정

marginal quay 하부의 사면은 위험성이 있는 모든 설계조건에 대하여 검토하여야 한다. 부지조성을 위한 부두배면매립, 말뚝 항타, 부두배면의 하중, 지진 등에 대한 안정검토를 수행하여야 한다. 또한 조위, 간극수압, 액상화에 대한 가능성에 대해서도 검토해야 한다. 장기간에 걸쳐 말뚝에 횡토압이 작용한다고 판단할 경우 말뚝 항타 전에 지반개량이나 이에 상응하는 조치를 취해야 한다.

3. 구조물의 침하 또는 용기

조과하중이나 부마찰력의 작용 시, 말뚝으로부터 주변마찰을 받고 있는 점착성 흙의 압밀현상 등으로 인해 잔교구조물이 침하를 일으키는 경우가 있다. 구조물의 용기현상은 일반적으로 과도한 횡방향력에 의해서 생기지만 때로는 정수압의 작용에 의해 생기기도 한다.

5-1-4 marginal quay에서의 토공 (BS 6349-2:2010)

1. 일반

잔교와 관련된 토공작업은 준설작업이 요구되는 finger jetty를 제외하고는, 일반적으로 marginal quay 형식 구조물과 관련이 있다. 토공이 필요한 경우 BS 6031 및 BS 6349-5에 따라 수행한다.

2. 사면의 안정과 보강

사면이 수중에서 안정한 경사면을 이루고 있는 경우라도 일반적으로 피복석과 filter layer로 고정된 영구적 보강대책이 필요하다. 사면의 원호 활동파괴에 대한 위험성이 있다고 판단되는 경우에는 사면의 toe부분을 굴착 후 사석이나 모래 등을 사용하여 치환하여 활동파괴에 대한 안정성을 확보하여야 한다. 준설토를 사용한 수중매립 시 경사면이 너무 완만한 경우에는 수중에 준설토를 가두기 위한 사석제를 조성하여 경사면을 세울 수 있다. 이 경우 사석제는 침식에 대한 보강과 동시에 filter재로서의 기능을 수행할 수 있는 적절한 입경의 재료이어야 한다. 연약한 지반상에 매립을 하는 경우에는 매립성토재 아래의 흙을 조립재로 치환하거나, 자갈을 넓게 포설(gravel blanket)한 후 성토한다. 말뚝이 시공된 이후에는 시공된 말뚝에 휜이나 표면손상이 발생하지 않도록 해측 사면의 표면 보호공을 설치하는 경우도 있다.

경사면에 배치할 filter layer의 높이가 결정되어야 하는데, filter layer는 경사면의 하면과 경사면에 설치한다. 조위에 의한 구조물 배후 경계부 하단의 경사면 상단으로부터의 매립재의 유실, 침하, 파랑에 의한 영향을 반영하여야 한다. Filter layer 설계 시 파랑의 영향에 대한 안정성을 확보하여야 한다.

3. 배수

marginal quay의 채움재가 자유 배수가 되는 재료가 아니라면, 상부 구조물의 후면에서 침수되어서 자유 배수면까지 흘러갈 수 있도록 적절한 배수 시스템을 설치하여야 한다. 이러한 배수 시스템은 안벽 후면에 있는 채움재의 국부적인 불안정을 최소화해야 하며 이를 통해 상부 구조물의 후면에 작용하는 선박의 충격력을 충분히 저항할 수 있도록 수평토압이 유지되어야 한다.

선반식 안벽은 필요한 경우 상부공 위에 있는 흙이 침수되지 않도록 배수 방안을 강구하여야 한다.

5-1-5 말뚝의 형태 (BS 6349-2:2010)

1. 목재말뚝

목재 말뚝은 다루기가 쉽고 말뚝 길이 조정이 용이하다. 또한, 항타 장비가 간단하며 목재의 유연성을 활용하여 에너지를 흡수하는 구조물에 적합하다.

일반적으로 목재말뚝의 길이는 12m~18m로 제한된다. 때로는 단단한 목재를 이용하여 24m까지도 사용이 가능하다. 연약지반에서는 두 개의 목재말뚝을 연결하여 사용할 수도 있다.

일반적으로 해양천공생물(marine borer)의 공격으로부터 보호하기 위하여 특별한 조치를 취하거나 콘크리트 케이싱(casing)을 해야 한다.

2. 프리캐스트 콘크리트 말뚝

2.1 철근콘크리트

프리캐스트 철근콘크리트 말뚝은 다양한 지반에서 항타가 가능하며 사전에 천공된 해저지반에 설치할 수 있다.

만약 현장에서 멀리 떨어진 장소에서 제작된 경우 말뚝의 최대 길이는 20m로 제한되는 경우도 있다. 필요한 경우 그라우트나 에폭시 수지를 사용하여 연결 조인트 또는 다웰 시스템으로 말뚝의 길이를 연장할 수 있다. 이러한 모든 연결부는 모멘트 저항력을 충분히 가져야 하며 부식으로부터 저항할 수 있는 방법을 수립해야 한다.

2.2 프리스트레스 콘크리트

프리스트레스 콘크리트 말뚝은 말뚝의 취급 시나 항타 시, 사용 시에 철근콘크리트 말뚝보다 강한 인장 저항능력을 가지고 있다. 따라서 프리스트레스 콘크리트 말뚝은 부마찰력이 발생할 우려가 있는 경우 더 작은 단면을 사용하여 부마찰력을 감소시킬 수 있는 이점이 있다. 동일한 단면인 경우 프리스트레스 말뚝은 철근콘크리트 말뚝보다 더 큰 저항력을 가지고 있다.

3. 현장타설 말뚝

수중에서는 현장타설 콘크리트의 품질보증이 어렵고 시공상의 문제점들로 인해 현장 타설 말뚝을 추천하지 않는다. 그러나 예외적인 상황에서 사용이 필요할 경우 다음의 지침을 따른다.

3.1 항타 케이싱

현장 타설 말뚝의 항타 케이싱은 취급이 용이하거나 큰 단면 사용이 허락된 경우, 항타 요구사항이 적은 경우 또는 파일 길이가 불규칙적인 경우에 프리캐스트 콘크리트 말뚝보다 우선적으로 사용될 수 있다. 철근 보강을 통한 콘크리트 품질 제어가 보장되지 않기 때문에 통상적으로 축하중만을 저항하도록 한다. 압축을 받는 말뚝의 경우 말뚝 두부에서부터 해저지반 약간 아래까지 보강을 해야 하며, 인장을 받는 말뚝의 경우 전체 길이에 걸쳐 보강을 해야 한다.

통상 강재로 제작되는 케이싱은 영구적이어야 하며 취급 시나 항타 시에 충분한 강도를 가져야 한다. 비록 케이싱이 말뚝을 보호할 수 있는 기능을 가지고 있더라도 말뚝 설계 시에는 무시한다. 콘크리트는 건조 상태 혹은 트레미에 의해서 타설되며, 케이싱이 전체 설계 수명 동안 보호기능이 있는 경우에는 최소 grade 25 이상, 없는 경우에는 최소 grade 40 이상을 사용한다.

이러한 형식의 변위 말뚝의 길이는 35m까지, 직경은 700mm까지 그리고 최대 경사는 1:2.5까지 가능하다.

3.2 천공말뚝

천공 현장 타설 말뚝은 단단한 점토나 약한 암반에서 대구경 혹은 선단부 확대를 이용한 하중 지지에 적합하다. 유동수 혹은 자분수(artesian)가 존재하는 곳이나 알갱이 형태의 물질로 이루어진 지반에서는 적합하지 않다.

3.3 바렛 (barrettes)

바렛 또는 짧은 길이의 다이아프램 벽을 말뚝 대신 사용될 수 있다. 바렛의 상대적으로 큰 지지단면과 높은 단면계수는 선반식 안벽과 같이 큰 수평과 수직 하중이 작용하는 상황에 적합하다. 바렛 선단에 발생하는 슬러리를 제거하기 위해서 주의가 필요하다.

4. 강재 말뚝

강재 말뚝은 가볍고 다루기가 용이하며 다양한 암반을 포함하여 대부분의 지반에 항타가 가능하다. 특히 H형 말뚝은 암반에 적합하다. H형 말뚝은 깊은 관입이 가능하기 때문에 인장 말뚝으로서도 유용하다. 원형과 사각형의 말뚝은 큰 축력과 휨 저항에 유리하다. (노출면이 적기 때문에 부식 환경에

덜 취약하다.) 용기 저항을 위해 하부는 H형 말뚝을 사용하고 수직 수평력에 저항하기 위해 상부는 관형 말뚝을 사용함으로써 각각의 장점을 이용할 수 있는 복합 말뚝도 가능하다.

용접부의 파괴 강성은 BS EN 1993-5를 따르며 특별한 강재의 경우 파괴 강성은 BS EN 1993-1-10을 따라야 한다. 강재 말뚝은 에너지 흡수율이 좋은 재료이기 때문에 수직으로 설치되어도 수평력을 일정부분 저항하는데 사용할 수가 있다. 만약 부식으로부터 말뚝을 보호하기 위해 콘크리트 케이스로 감싼 경우, 콘크리트의 최대 변형률 한계로 인해 에너지 흡수율이 감소된다.

강재 말뚝은 연속된 캔 형식(강관의 길이를 결정하여 관 형태로 굽히고 이음새를 용접)으로 제작하거나 혹은 나선 형식으로 제작이 가능하다. 이러한 말뚝의 제작은 캔 형식은 BS EN 10210을, 나선 형식은 BS EN 10219를 따른다.

강재 말뚝은 연장 부분을 맞대기 용접을 함으로써 연장이 가능하며 이러한 이유로 말뚝의 길이가 정확히 예상되지 않는 곳에 유용하다.

중공 말뚝은 선단지지력이 필요할 경우, 선단에 콘크리트를 충전시킬 수 있으며 테크 연결부의 모멘트 저항력을 증가시키기 위해 말뚝의 헤드에 콘크리트를 충전시키는 경우도 있다.

동하중을 받는 구조물은 구조물의 취성 파괴를 방지하기 위해서 강재의 적절한 충격계수가 명시되어야 한다. 말뚝 외부의 부식은 코팅이나 희생양극법(cathodic protection)을 통해 최소화하거나 적절한 부식방지법을 설계에 미리 고려토록 한다.

5. 스크류 파일

교란 강도가 낮은 토양에서 스크류 파일을 사용할 경우 세심한 주의가 필요하다. 또한 지지되는 지층까지 파일이 관입되었는지 역시 중요하다.

5-1-6 하중과 하중조합

1. 자연현상에 따른 하중

1.1 구조물의 풍하중 (BS EN 1991-1-4)

1.1.1 기초풍속 (v_b)

$v_{b,0}$ = 개활지 지표면 10m 상공에서 10분간 부는 평균 풍속

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (5-1)$$

- $v_{b,0}$ = 개활지 지표면 10m 상공에서 10분간 부는 평균 풍속
- c_{dir} 은 방향 계수이며 표(5-2)와 같음

표(5-2) 방향 계수 (c_{dir})

Direction	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°
c_{dir}	0,78	0,73	0,73	0,74	0,73	0,80	0,85	0,93	1,00	0,99	0,91	0,82

NOTE 1 Interpolation may be used within Table NA.1.

NOTE 2 The directions are defined by angles from due North in a clockwise direction.

NOTE 3 Where the wind loading on a building is assessed only for orthogonal load cases, the maximum value of the factor for the directions that lie $\pm 45^\circ$ either side of the normal to the face of the building is to be used.

NOTE 4 Conservatively, c_{dir} may be taken as 1,0 for all directions.

- c_{season} 은 계절 계수이며 표(5-3)과 같음

표(5-3). 계절 계수(c_{season})

Months	1 month	2 months	4 months
January	0,98	0,98	0,98
February	0,83	0,86	0,87
March	0,82	0,83	0,83
April	0,75	0,75	0,83
May	0,69	0,71	0,73
June	0,66	0,67	0,83
July	0,62	0,71	0,86
August	0,71	0,82	1,00
September	0,82	0,85	1,00
October	0,82	0,89	1,00
November	0,88	0,95	1,00
December	0,94	1,00	1,00
January	0,98	0,98	1,00
February	0,83	0,86	
March	0,82		

NOTE 1 The factor for the six month winter period October to March inclusive is 1,00 and for the six month summer period April to September inclusive is 0,84.

NOTE 2 These factors provide the 0,02 probability of exceedence for the period given.

- c_{prob} 은 확률 계수이며 다음의 식과 같음

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n \quad (5-2)$$

여기서, BS national annex에 따르면 $K=0.2$, $n=0.5$ 를 사용하며, p 는 일 년 중 $v_{b,0}$ 풍속을 초과할 확률이다.

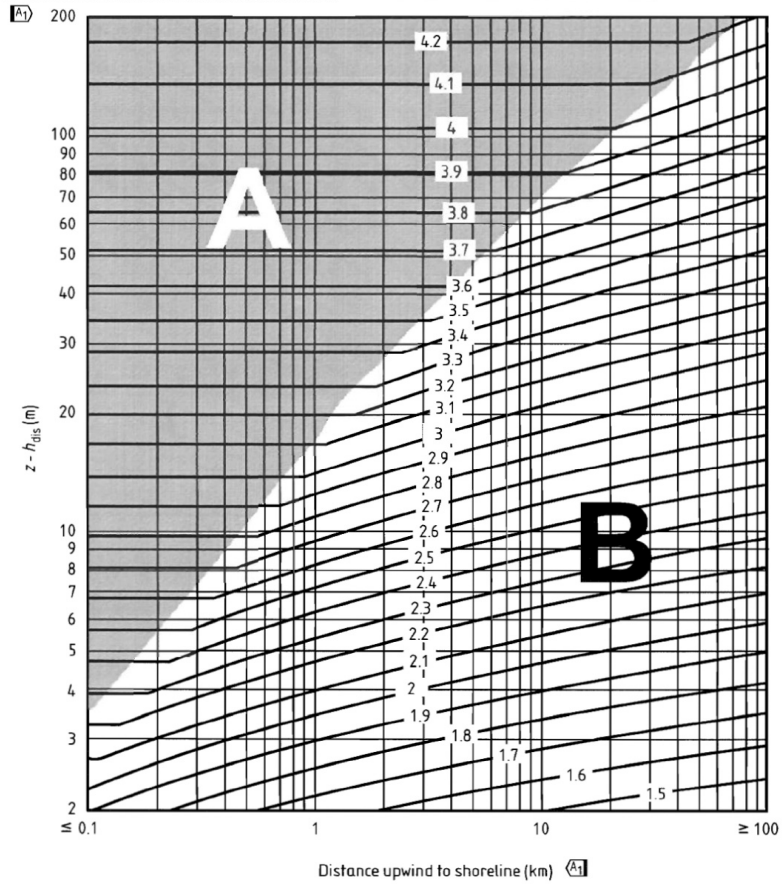
1.1.2 기초 풍압력 (q_b)

$$q_b = 0.613 \cdot v_b^2 \quad (5-3)$$

1.1.3 최대 풍압력 (q_p)

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b \quad (5-4)$$

- $c_e(z)$ 는 노출 계수이며, 잔교 구조물의 경우 해안에 설치되므로 해안가에서 불어오는 바람의 거리 (distance upwind from the shoreline)은 0.1km, h_{dis} 는 0m를 대입하여 그림(5-2)에서 구함



NOTE 1 The height z is the height at which q_p is sought using Equations NA.3a) or NA.3b).

NOTE 2 Zones A and B are indicated for use in Table NA.3.

그림(5-2) 노출 계수 $c_e(z)$

1.1.4 풍하중 (F_w)

$$F_w = c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad (5-5)$$

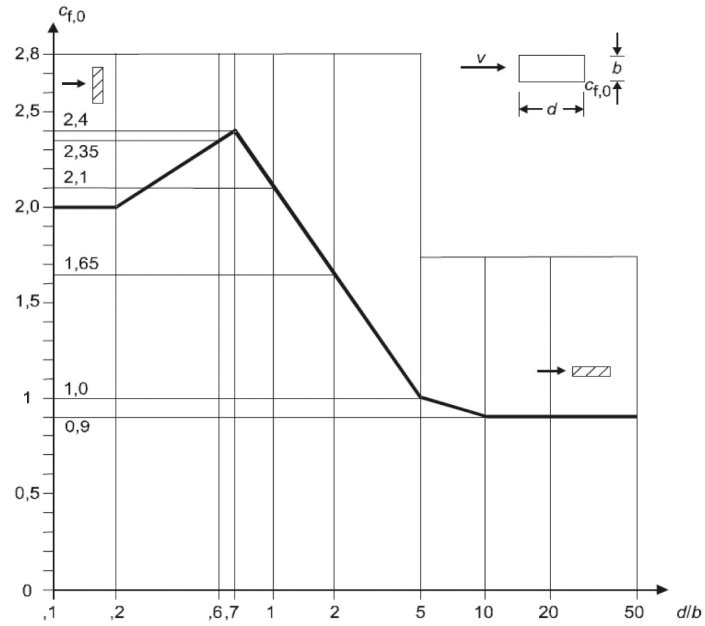
- c_f 는 풍하중 계수

1.1.5 풍하중 계수 (c_f)

- (1) 직사각형 단면에서의 풍하중 계수

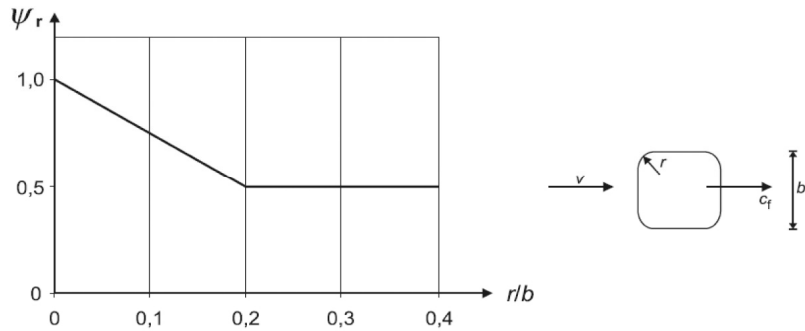
$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (5-6)$$

- $c_{f,0}$ 는 직사각형 단면형상에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수이며 아래의 그림(5-3)을 사용



그림(5-3) 직사각형 단면에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수 $c_{f,0}$

- ψ_r 은 둥근 모서리로 인해 감소하는 감소계수이며 그림(5-4)를 사용



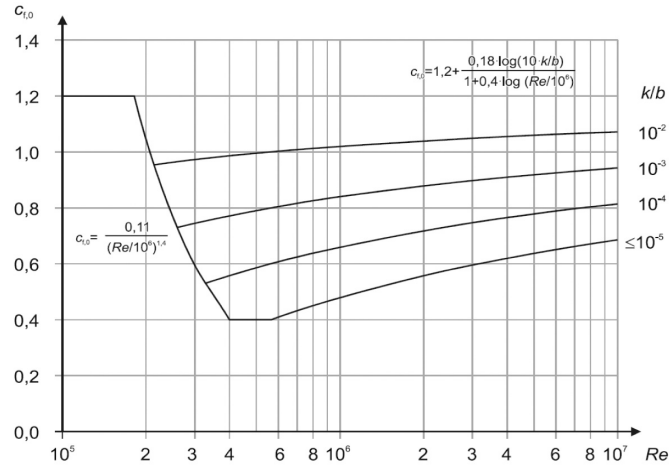
그림(5-4) 둥근 모서리 감소계수 ψ_r

- ψ_λ 는 end-effect factor이며, 1.1.6 end effect factor에서 설명

(2) 원통형 단면에서의 풍하중 계수

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (5-7)$$

- $c_{f,0}$ 는 원통형 단면형상에서 free-end flow를 제외한 풍하중 계수이며 아래의 그림(5-5)를 사용



그림(5-5) 원통형 단면에서 free end flow를 제외한 풍하중 계수 $c_{f,0}$

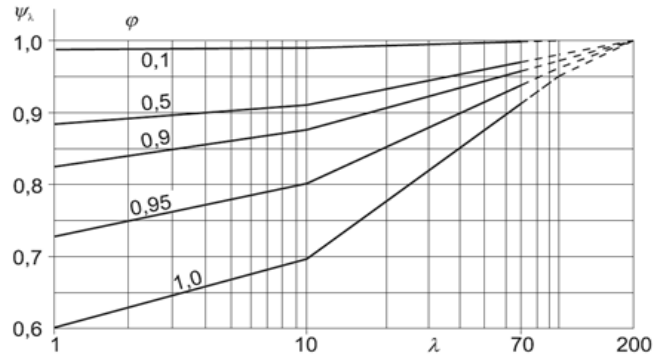
- $R_e = \frac{b \cdot v(z_e)}{v}$
- b는 원통의 직경
- $v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}$
- $v = 15 \cdot 10^{-6} m^2/s$ (동적 점성계수)
- $\rho = 1.226 t/m^3$
- ψ_λ 는 end-effect factor
- k는 표면 거칠기이며 표(5-4)를 사용

표(5-4) 표면 거칠기 k

Type of surface	Equivalent roughness k mm	Type of surface	Equivalent roughness k mm
glass	0,0015	smooth concrete	0,2
polished metal	0,002	planed wood	0,5
fine paint	0,006	rough concrete	1,0
spray paint	0,02	rough sawn wood	2,0
bright steel	0,05	rust	2,0
cast iron	0,2	brickwork	3,0
galvanised steel	0,2		

1.1.6 end effect factor (ψ_λ)

effective slenderness λ 와 solidity ratio ϕ 를 사용하여 그림(5-6)에서 구한다.



그림(5-6) end effect factor ψ_λ

- effective slenderness λ 는 표(5-5)를 사용하여 구함

표(5-5) effective slenderness λ

Position of the structure, wind normal to the plane of the page	Effective slenderness λ
	$[E_1] \lambda = (l/b)(2/c_{t0}) \sqrt{A_1}$
	$[E_2] \lambda = (2l/b)(2/c_{t0}) \sqrt{A_2}$
	$\lambda = \infty$

- solidity ratio, $\phi = \frac{A}{A_c}$

A = 투영면적, A_c = 전체면적

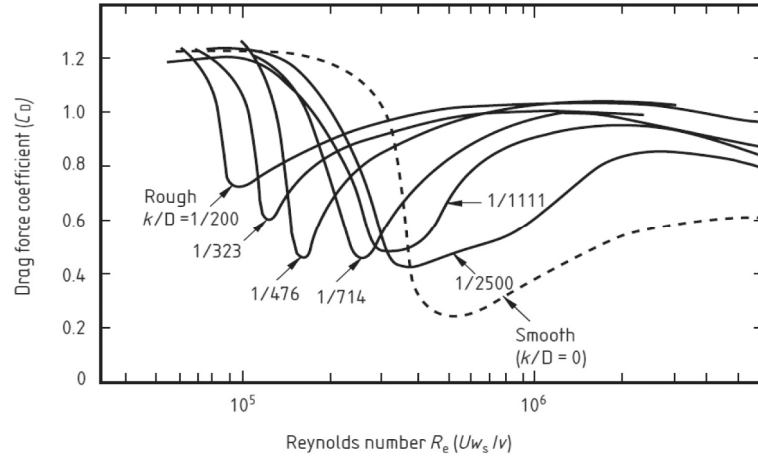
1.2 파력 (BS 6349-1:2000)

잔교 구조물의 말뚝은 일반적으로 폭(W_s)/파장(L) ≤ 0.2 이기 때문에 Morison's equation을 적용한다. Morison's equation에서의 파력(F_W)은 항력(F_D)과 관성력(F_I)의 합으로 계산되며 아래의 식과 같다.

$$F_W = F_D + F_I \quad (5-8)$$

항력 계산식 : $F_D = \int_0^{L_s} (1/2 C_D \rho W_s |u| u) dL_s$

- 원형 말뚝의 항력계수, C_D



그림(5-7) 원형 말뚝의 항력계수, C_D

- W_s 는 marine growth를 고려한 말뚝의 직경

$$\text{관성력 계산식 : } F_I = \int_0^{L_s} (C_I \rho A \dot{u}) dL_s \quad (5-9)$$

- 원형 말뚝의 관성력계수, $C_I = 2.0$

속도(u)와 가속도(\dot{u})

$$\begin{aligned} \dot{u} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} & \text{수평 유속} \\ u &= \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} & \text{수직 유속} \\ v &= \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \sin\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} & \text{수평 가속도} \\ \dot{v} &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \frac{\sinh\{2\pi(y+d)/L\}}{\sinh(2\pi d/L)} \cos\left\{2\pi\left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T}\right)\right\} & \text{수직 가속도} \end{aligned} \quad (5-10)$$

여기서, H는 파고, L은 파장, T는 파랑 주기, d는 수심

1.3 조류력 (BS 6349-1:2000)

잔교 구조물에 발생하는 조류력(F_D)는 파력에서 계산되는 방법과 유사하며 아래의 식과 같다.

$$F_D = \frac{1}{2} (C_D \rho V^2 A_n) \quad (5-11)$$

여기서 사용되는 항력계수(D)는 앞서 설명한 파력에 사용된 항력계수와 동일하며 유속(u) 대신에 조류속도(V)를 사용한다. 또한 조류력은 파력과는 달리 수심에 따른 변화가 발생하지 않기 때문에 투영면적(A_n)을 사용한다.

1.4 온도변화에 의한 영향 (BS 6349-1:2000)

온도의 상승 또는 하강과 온도 분포의 불균형으로 인해 발생하는 팽창 및 수축을 고려하여야 한다.

2. 자중 및 재하하중

2.1 자중 (BS 6349-2:2010)

상부공의 자중은 시공 단계에 맞게 고려하여야 한다. 시공 단계마다 지지 부재에 발생하는 자중과 지지 부재의 지지 조건을 고려하여야 한다. 특히, 깊은 수심에 있으며 수직 하중은 크고 수평하중은

작은 구조물인 경우, BS EN 1993-1-1:2005의 5.3.2 (7)과 같이 가상 수평하중을 적용하여야 한다.

2.2 적재하중 (BS 6349-1:2000)

2.2.1 일반사항

사일로, 탱크, 격납고 또는 컨테이너 적재장소와 같이 하부에 하중을 증가시키는 구조물은 저장고의 자중, 적재물의 자중, 풍하중, 설하중 등을 고려하여야 한다. 파이프라인 시설의 경우, 일반적으로 물을 이용하여 시험하므로 이에 대해 고려되어야 한다. 또한, 화물 적재 시와 같이 하중이 증가하거나 하중분포가 바뀌는 경우에 동적 효과가 발생하므로 이를 고려하여야 한다.

2.2.2 건조 비포장 적재물

건조 비포장 적재물의 자중은 최대 적재높이, 적재각도, 적재물의 밀도에 의해 정하여진다. 보호 시설이 없는 곳에 있으며 배수가 되지 않는 적재물이나 스프링클러를 사용하는 적재물의 경우, 습윤 포화 하중을 사용하여야 한다. 일반적으로 적재 높이는 3m~15m이다. 그러나 지지벽이 있다면 그보다 높아질 수 있다. 일반적인 건조 비포장 적재물의 밀도와 적재각도는 표(5-6)과 같다.

표(5-6) 건조 비포장 적재물의 밀도와 적재각도

Material	Dry bulk density t/m ³	Angle of repose degrees
Ores		
Iron (Limonite)	2.24 to 3.00	35 to 40
Copper (Copper pyrites)	2.56	38 to 45
Lead (Galena)	2.56 to 2.76	35 to 40
Zinc (Zincblende)	1.50 to 1.79	38
Aluminium (Bauxite)	1.33	28 (when dry) 49 (in 8 % moisture)
Tin (Cassiterite)	1.63 to 1.99	35 to 38
Chromium (Chromic iron)	2.39 to 2.56	33 to 40
Magnesium (Magnesite)	1.44	35
Manganese (Manganite)	1.79 to 2.39	35 to 45
Basic chemicals		
Sulfur	1.12 to 1.20	35 to 40
Phosphate rock	1.03	30 to 34
Kaolin	0.90 to 0.94	30 to 35
Solid fuels		
Coal	0.72 to 0.90	30 to 45
Coke	0.36 to 0.51	37
Building materials		
Natural aggregates	1.28 to 1.60	30 to 40
Granite (chippings)	1.20 to 1.24	35
Sand	1.79 to 1.89	30 to 40
Limestone	1.63	34
Waste products		
Domestic refuse	0.56	
Scrap iron	1.0 to 1.6	35
Foodstuffs (normally stored in sheds or silos)		
Cereal	0.51 to 0.76	40
Sugar	0.78	40
Salt	0.90	45
Soya bean	0.82	35 to 60
Copra	0.51	35

• 그 외의 적재물

포장 적재물의 경우 적재높이와 유효밀도에 의해 정해진다.

적재높이는 다음에 의해 제한된다.

- (1) 적재장비의 최대 적재높이
- (2) 포장의 강도
- (3) 격납고의 적재 가능한 높이
- (4) 규정 또는 무역관행

적재높이에 대한 구체적인 자료가 없을 경우, 표(5-6)의 값을 채택하여도 된다. 또한, 일반적인 높이는 표(5-7), 유효밀도는 표(5-8)과 같다.

표(5-7) 일반적인 포장 적재물의 적재 높이

Cargo type	Stacking height m
General palletized cargo	5
Timber or timber products	6 to 7
Metal products	3
Fish	2.5
Vegetables and fruit	4

표(5-8) 포장 적재물의 유효밀도

Commodity	Stacked density t/m ³
Timber	
Softwood:	
— Douglas fir	0.61
Hardwood:	
— Oak	0.83
— Greenheart	1.14
Timber products	
Paper (in bales)	0.80
Linerboard (in reels)	0.65
Chemical products	
Petroleum products (in barrels)	0.41 to 0.51
Fertilizers (in bags)	0.84 to 0.94
Foodstuffs	
Beers (in casks)	0.66
Dry sugar (in bags)	0.78
Tea	0.32 to 0.38
Potatoes (in bags)	0.72
Copra (in bags)	0.38
Soya beans (in bags)	0.72
Flour (in bags)	0.83
Metal products	
Aluminium ingots	1.24
Copper ingots	3.00 to 3.59
Copper coils	1.12
Steel bars	2.24 to 3.00
Pig steel	3.00 to 3.59
Steel coils	1.20 to 3.00

만약 적재물에 대한 정보가 없을 경우 $20kN/m^2$ 의 등분포 하중을 사용하여도 된다.

2.2.3 컨테이너

표(5-9)는 컨테이너의 등분포 하중에 대한 표이다. 그러나 다음과 같은 사항으로 인해 집중하중으로 고려될 수도 있다.

- (1) 컨테이너의 코너캐스팅
- (2) 바퀴가 달린 컨테이너 취급장비
- (3) 주차된 트레일러의 돌리 휠 (dolly wheels)

표(5-9) 컨테이너의 등분포 적재하중

Type of load	Load kN/m ²
Empty, stacked 4-high	15
Full, 1 load	20
Full load, stacked 2-high	35
Full load, stacked 4-high	55
NOTE: The values for full containers that are stacked 2-high and above include an appropriate factor for those that are less than full. A 20 ft container, when full, is taken as having an average weight of 150 kN. The maximum can be as great as 300 kN.	

2.2.4 기타 하중

적재 시 충격하중은 100kN을 초과하지 않는 범위에서 취급되는 화물의 최대 단위 하중을 추가적인 정적 하중으로 고려하여야 한다.

2.3 장비하중 (BS 6349-1:2000)

2.3.1 일반사항

장비 하중은 다음과 같이 분류된다. :

- (1) 고정식과 레일식 장비
- (2) 컨베이어와 파이프라인
- (3) 철도장비
- (4) 차량장비
- (5) lifting 능력이 있거나 혹은 없는 고무타이어 차량
- (6) 케도 주행식 크레인

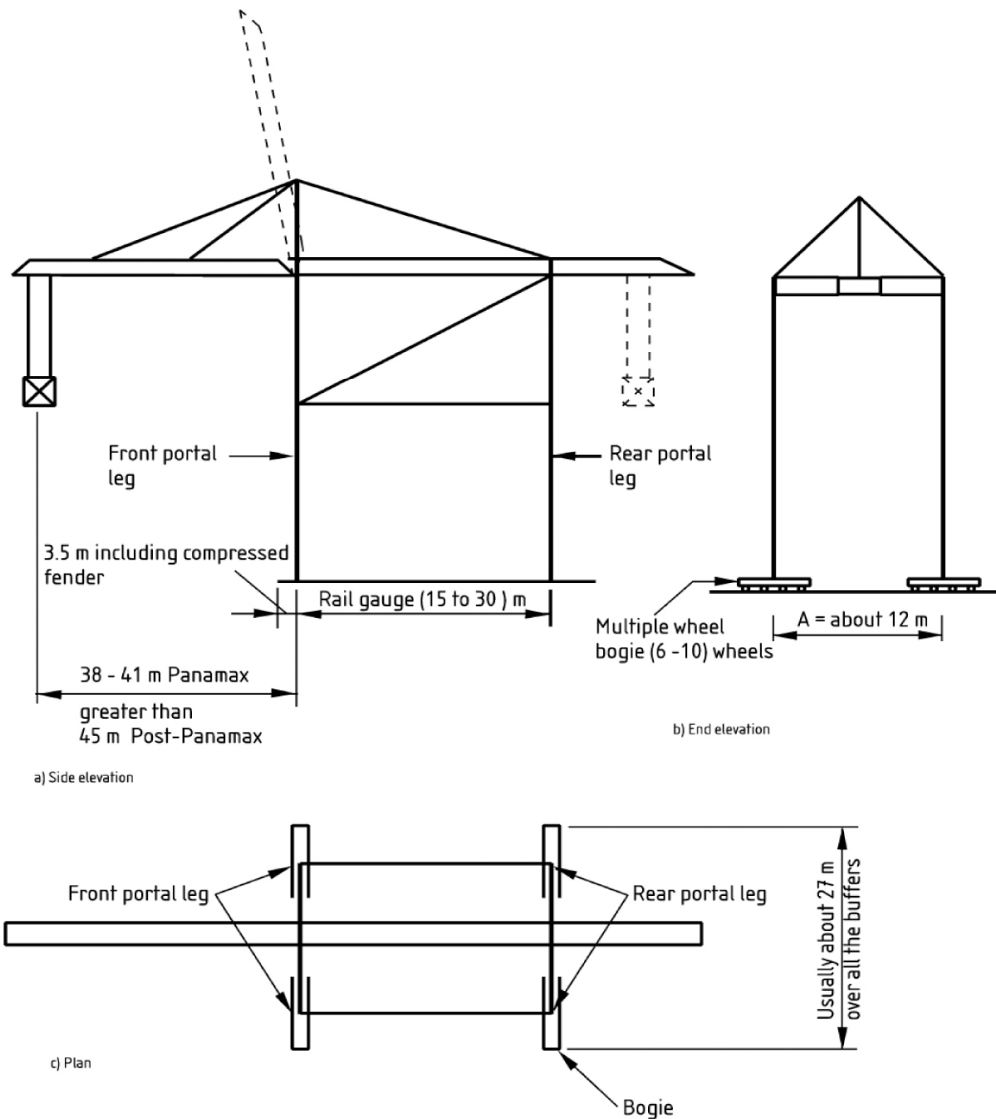
구조물에 작용하는 장비하중은 수직력과 수평력이 모두 고려되어야 한다. 상부 구조물을 설계할 경우에는 충돌영향을 고려하여야 한다. 일반적으로 강한 풍속에서는 크레인을 운영하지 않으며, 일정 풍속 이하인 경우에만 화물을 취급할 수 있도록 제한된다. 또한 최대 풍속에서 크레인의 스토리지(stowage)에 대한 영향도 고려하여야 한다.

2.3.2 고정식과 레일식 장비

고정식 혹은 레일식 화물 취급 장비의 경우, 자중, 활하중, 풍하중 및 설하중에 의한 수직력과 수평력의 영향을 고려하여야 한다. 활하중의 경우에는 이동, 회전, 정지, 운반에 의해 발생하는 동적 영향 또한 고려하여야 한다. 레일식 장비 부품간의, 혹은 레일식 장비의 부품과 완충제간의 충돌하중은 1.0m/s의 상대속도로 산정한다.

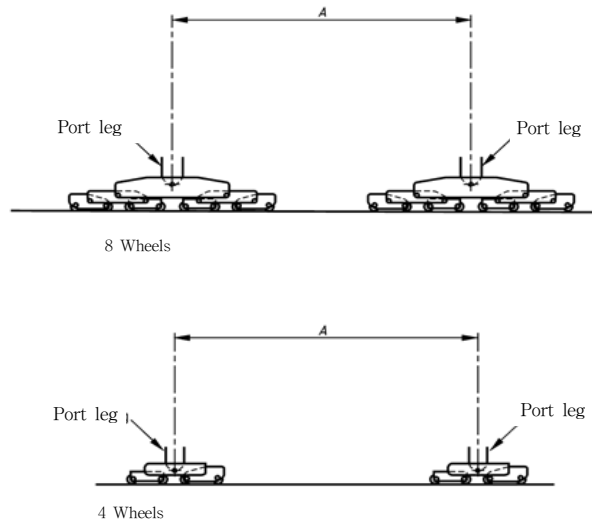
• ship to shore 크레인

구조물의 시공이 완료된 후에 컨테이너 크레인의 형식이 선정될 수도 있기 때문에 다음에 나오는 하중 정보를 기초 설계에 적용할 수 있다. 그림(5-8)은 일반적인 레일식 ship to shore 컨테이너 크레인을 나타내고 있다. 운영 시 최대 하중은 해측 두 개의 다리에 발생한다. 폭풍 시에는 모서리 다리 중 한 곳에 최대의 하중이 발생한다. 최대값은 그 기능과 수치에 따라 4000kN~6000kN 범위에 있다.



그림(5-8) 일반적인 컨테이너 크레인의 치수

그림(5-9)에서 보는 것과 같이 차륜하중은 완충면 사이의 치수에 의해 크레인의 전체 치수가 제한되기 때문에 각각의 보기(bogie)에 있는 바퀴의 수 역시 제한될 수 있다. 차륜하중은 또한 광폭의 궤도 간격으로 최소화할 수 있으며, 일반적으로 최대 궤도 간격은 30m이다. 53톤 운송능력의 컨테이너 크레인의 일반적인 최대 차륜하중은 500kN~750kN이다.



그림(5-9) 다양한 바퀴 개수의 컨테이너 크레인

2.3.3 컨베이어와 파이프라인

컨베이어와 파이프라인으로부터 발생하는 하중은 운송속도, 운송재료의 밀도, 방향의 변화, 온도 영향 및 지지 구조물의 특성에 따라 계산한다.

2.3.4 철도 장비

항구의 철도 장비는 일반적인 철도와 다음과 같은 차이를 보인다. :

- (1) 속도의 제한
- (2) 건널목이 많으며 회전반경이 작음
- (3) 입환 기관차는 일부 지역에서만 사용가능
- (4) 철도 차량의 하역 충격을 전제로 함

보다 정확한 정보가 없을 경우에 RU 하중에 해당하는 $50kN/m^2$ 의 하중을 등분포 하중으로 철로 지역에 적용한다. RU 하중은 BS 5400-2에 정의되어 있으며, 철도하중에 대해 보다 자세한 정보가 필요할 경우 참조하도록 한다.

2.3.5 차량 장비 (BS 5400-2:2006)

BS 6349-1:2000에 따르면 차량 장비에 대하여 BS 5400에 있는 차량을 적용하도록 하고 있다. 또한, 데크와 포장에 대하여 BS 5400-2:2006에 나와 있는 HB 하중을 이용하여 국부적 영향을 고려하여야 하며, 스트래들 캐리어(straddle carrier), 사이드로더(side loader), 모바일 크레인(mobile crane)에 대해서도 사용할 수 있다.

(1) 일반사항

BS 5400-2:2006에 따르면 차량 하중은 크게 HA와 HB 두 개로 구분되며 모두 충격하중을 포함하고 있다.

① 하중의 고려

구조물과 부재는 아래 두 개의 조합 중에 구조물에 불리한 것을 기준으로 설계한다. :

- HA 하중 설계
- HA 하중과 HB 하중의 조합 설계

(2) HA 하중

HA 하중은 등분포 하중(UDL)과 집중 하중(KEL)의 조합이나 단일 차륜 하중(single wheel load)으로 구성된다.

① 등분포 하중(UDL)

$$\begin{aligned} \bullet W &= 336 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.67} & L \leq 50\text{m} \\ \bullet W &= 36 \left(\frac{1}{L} \right)^{0.1} & 50\text{m} < L < 1600\text{m} \end{aligned} \quad (5-12)$$

L = 경간장 (m)
 W = 한 차로 당 등분포 하중 (kN/m)

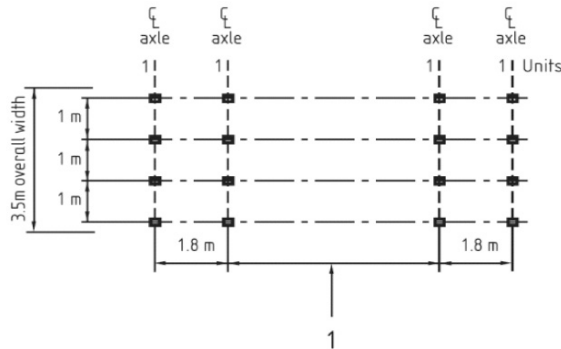
② 집중 하중(KEL)

- 한 차로에 적용되는 집중 하중 KEL은 120kN이다.

(3) HB 하중

단위 HB 하중은 그림(5-10)과 같으며 한 차축당 10kN (바퀴당 2.5kN)을 적용한다. HB 차량 하중은 단위 HB 하중에 최소 30에서 최대 45까지 증가시켜 사용한다.

차량의 전체 길이는 10, 15, 20, 25, 30m로 하며 그에 따른 안쪽의 전장길이는 6, 11, 21, 26m로 한다. 그 중 가장 불리한 영향을 주는 차량의 크기를 선택한다.



그림(5-10) HB 하중

(4) HA 하중 차로계수

하중을 적용시키는 차로의 수에 따라 표(5-10)과 같이 하중을 경감시켜 사용한다. 만약 차로가 한 개라면 차로 폭 2.5m에 1차로 계수를 적용시키고 나머지 부분에는 5kN/m의 분포하중을 적용시킨다.

표(5-10) HA 하중 차로계수

Loaded length L m	First lane factor β_1	Second lane factor β_2	Third lane factor β_3	Fourth and subsequent lane factor β_n
$0 < L \leq 20$	α_1	α_1	0.6	$0.6\alpha_1$
$20 < L \leq 40$	α_2	α_2	0.6	$0.6\alpha_2$
$40 < L \leq 50$	1.0	1.0	0.6	0.6
$50 < L \leq 112$ $N < 6$	1.0	$7.1 / \sqrt{L}$	0.6	0.6
$50 < L \leq 112$ $N \geq 6$	1.0	1.0	0.6	0.6
$L > 112$ $N < 6$	1.0	0.67	0.6	0.6
$L > 112$ $N \geq 6$	1.0	1.0	0.6	0.6

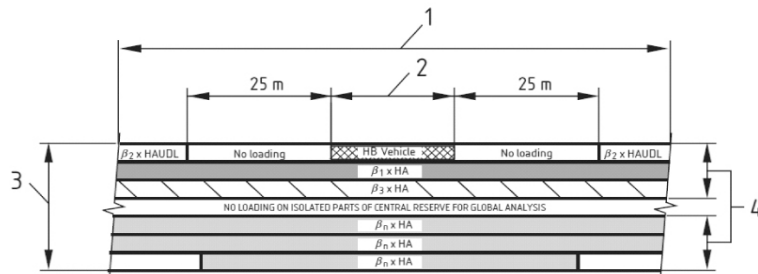
NOTE 1 $\alpha_1 = 0.274b_L$ and cannot exceed 1.0
 $\alpha_2 = 0.0137\{b_L(40 - L) + 3.65(L - 20)\}$
 where b_L is the notional lane width (m)

NOTE 2 N
 shall be used to determine which set of HA lane factors is to be applied for loaded lengths in excess of 50 m. The value of N shall be taken as the total number of notional lanes on the bridge (this shall include all the lanes for dual carriageway roads) except that for a bridge carrying one-way traffic only, the value of N shall be taken as twice the number of notional lanes on the bridge.

(5) HA 하중과 HB 하중의 조합설계

만약 HA 하중과 HB 하중을 조합하여 설계할 경우에는 그림(5-11)과 같이 적용한다. HB 하중이 한 차로에 있거나 혹은 두 차로에 걸쳐서 있더라도 HB 차량과 차선 간의 거리가 2.5m 보다 작을 경우에는 전후 25m에는 하중을 적용시키지 않으며 나머지 부분에는 HA 하중의 등분포 하중(UDL)만을 적용한다. 그러나 만약 HB 차량이 두 차선에 걸쳐 있으면서 차선과의 거리가 2.5m보다 클 경우에는 2.5m보다 큰 차로에 HA 하중의 등분포 하중을 전 구간에 적용하며, 역시 집중하중(KEL)은 적용하지 않는다.

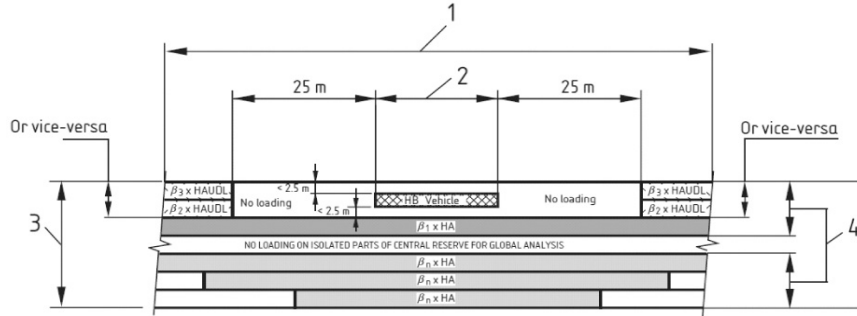
1) HB vehicle within one notional lane



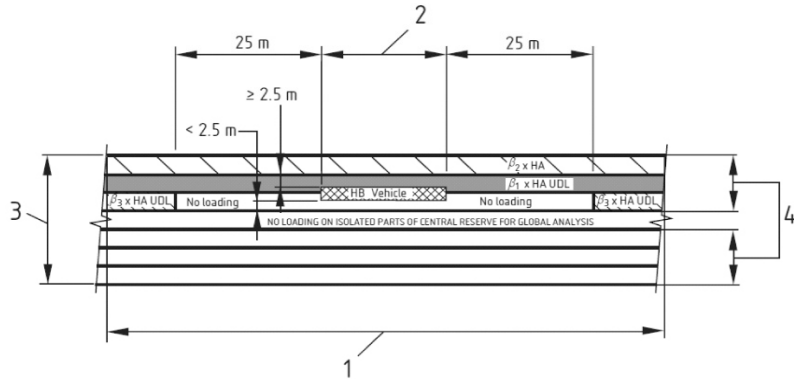
그림(5-11) HA 하중과 HB 하중의 조합설계

2) HB vehicle straddling two notional lanes

a)



b)



Key

- 1 Loaded length for intensity of HA UDL in lane containing HB vehicle 3 Lane loadings are interchangeable for most severe effect
2 Overall vehicle length for axle spacing having most severe effect 4 Notional lanes in each carriageway

NOTE 1 See 6.4.1.1 for the value of the HA lane factor (β) to be taken for each lane.

NOTE 2 The overall length and width of the HB vehicle shall be as specified in 6.3.1.

NOTE 3 Unless otherwise stated, type HA loading includes both uniformly distributed loading (UDL) and knife edge loading (KEL).

NOTE 4 See 6.4.1 for loaded length to be taken in each lane.

그림(5-11) HA 하중과 HB 하중의 조합설계(계속)

(6) 차량 하중의 수평력

① 길이방향 하중

- HA 길이방향 하중 = $8\text{kN/m} \times \text{경간길이} + 250\text{kN}$ or 750kN 중 큰 값
HA 길이방향하중을 전 구간에 걸쳐서 적용
- HB 길이방향 하중 = HB 하중 $\times 25\%$
HB 차량의 한쪽 두 개의 차축에 있는 8개의 바퀴에 일정하게 적용

② Skidding

- 300kN의 하중을 한 점에서 적용하며 모든 방향으로 적용 가능하다.

2.3.6 고무 타이어가 장착된 항구 전용차량 (BS 6349-2:2010)

(1) 일반사항

고무 타이어가 장착된 항구 전용차량은 차량장비 하중보다도 더 큰 하중을 가할 수도 있으며 국부적인 하중강도가 강할 수도 있다. 표(5-11)은 일반적인 항구 전용차량의 등분포 하중을 표로 나타낸 것이다.

표(5-11) 고무 타이어가 장착된 항구 전용차량의 등분포 하중

Vehicle	Payload capacity t	Maximum laden mass t	Equivalent uniformly distributed load kN/m ²
Fork lift trucks	3	8	12
	5	12	15
	10	25	20
	20	50	25
	25	65	30
Side loaders	20	45	12
	40	90	15
Straddle carriers (for containers)	30	50	12
	40	70	15
Straddle carriers (other)	10	20	10
	20	36	15
	50	92	25
Tractor/roll trailer systems	20		10
	40		15
	80		20

(2) 포크리프트 (fork lift truck)

이번 절은 포크리프트의 하중에 대한 설명으로, 표(5-12)는 취급용량에 따른 다양한 포크리프트의 하중과 치수를 나타내고 있으며 제시된 포크리프트의 치수 중에서 구조물의 부재에 가장 불리하게 작용하는 값을 적용해야 한다. 바퀴 사이의 간격은 동일한 축에서 안쪽 바퀴중심 사이의 간격으로 정의한다. 바퀴 사이의 간격은 0.4m~0.6m로 가정한다. 바퀴에서 작용하는 하중은 정사각형 또는 원형의 등분포 하중으로 가정하며, 표(5-9)의 컨테이너 하중을 포함하는 것으로 가정한다. 5ton 이하 취급능력의 포크리프트는 접촉면적을 직사각형으로 적용하며 그 길이는 차축과 같은 방향으로 150mm의 길이로 가정한다. 용량이 큰 포크리프트의 경우 바퀴의 수를 4개에서 6개로 늘려 바퀴당 작용하는 하중을 감소시킬 수 있다.

5ton에서 10ton 사이의 취급용량을 가지는 작은 포크리프트의 차륜하중은 일반적으로 차량의 하중보다 작다. 그러나 대형 포크리프트의 경우, 최대 허용 차륜하중이 50kN인 대형트럭을 기준으로 한 포장에 심각한 피해를 줄 수 있다.

표(5-12) 컨테이너 취급 용량에 따른 포크리프트의 차륜하중

Payload	Length of container ft	Maximum front axle loads kN	No. of wheels on front axle	Average load per wheel kN
28	20 (part full)	665	4	166
32	20	685	4	171
35	40 (part full)	780	4	195
42	40	900	4	225

(3) 사이드로더 (side loader)

컨테이너나 그 외의 화물을 취급하는 사이드로더의 차륜하중은 HB 하중으로 구할 수 있다. 그러나 사이드로더는 아우트리거(outrigger)나 잭(jack)의 하중을 포함하고 있으며, 이 하중들에 대하여도 규정해야 한다. 정확한 정보가 없을 경우, 대표적인 잭의 반력 값은 표(5-13)과 같다. 잭은 표(5-13)에 인용된 간격에 일직선으로 위치한다.

표(5-13) 사이드로더 잭의 반력

Payload capacity t	Mass unladen t	Number of jacks	Jack spacing m	Jack load kN	Contact pressure kN/m ²
23	30	2	2.5	250	1 300
27	40	4	2.5	160	400
40	50	4	2.5	230	500

(4) 스트래들 캐리어 (straddle carrier)

컨테이너나 그 외의 화물을 취급하는 스트래들 캐리어의 차륜하중은 HB하중으로 구할 수 있다.

(5) 모바일 크레인 (mobile crane)

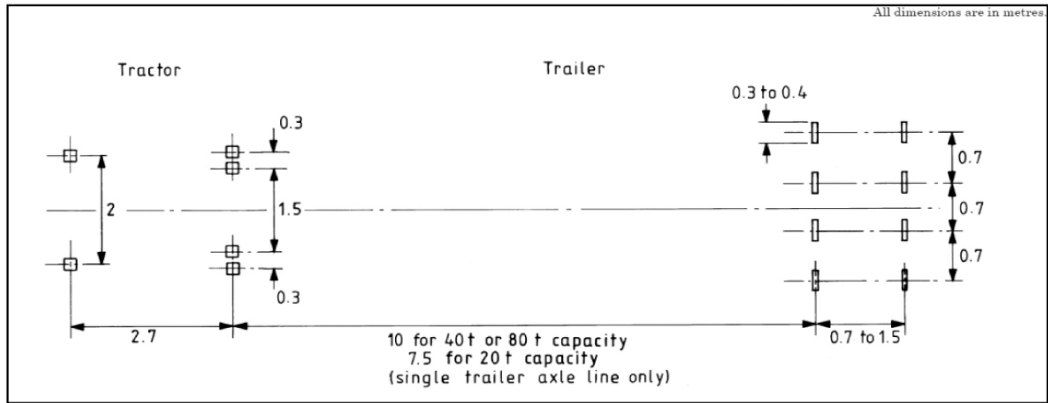
모바일 크레인의 차륜하중은 HB하중으로 구할 수 있다. 또한, 예상되는 최대 크기의 크레인에 대하여 아우트리거 반력과 지압력을 규정해야 한다. 이러한 크레인의 사용이 간헐적이라면 하중 계수의 감소도 가능하다. 모바일 크레인의 등급은 하중-모멘트 용량과 짧은 반경에서의 인양 능력에 따라 정해진다. 모바일 크레인의 분류와 아우트리거의 반력에 관한 자세한 사항은 표(5-14)에 나와 있다. 크레인의 무게는 대표적인 사양을 발췌하였다. 아우트리거의 반력은 표(5-14)에 기재된 간격으로 두 대의 아우트리거에서 동시에 발생한다. 사용된 스프레더(spreader)와 패킹(packing) 사용 유무에 따라 접촉 면적이 변하므로 가해지는 지압력을 규정할 수 없다. 그러나 규제사항이 없는 경우 $1000kN/m^2$ 을 초과하는 지압력이 발생할 수도 있다.

표(5-14) 모바일 크레인의 아우트리거 반력

Load-moment capacity range t·m	Maximum lift capacity range t	Typical mass of crane t	Outrigger spacing m	Maximum outrigger reaction kN
50 to 100	6 to 10	50	6.5	250
100 to 200	8 to 20	75	8.0	450
200 to 300	15 to 25	100	8.0	550
300 to 500	30 to 36	130	8.0	800
500 to 900	30 to 40	200	8.0	1 000
900 to 1 300	50 to 80	240	10.0	1 500

① 롤 트레일러 (roll trailer) 하중

이번 절에서는 하드 림드 타이어(hard-rimmed tire)를 갖춘 트레일러와 관련된 트랙터에 대해 설명한다. 평면 치수에 대하여 그림(5-12)에 나와 있으며 최대 80ton까지 다양한 용량의 트레일러의 하중은 표(5-15)에 나와 있다. 트랙터의 차륜하중은 원형 또는 정사각형 형태로 $700kN/m^2$ 의 등분포 하중으로 가정한다. 최대 20ton 용량의 트레일러는 차축과 같은 방향으로 접촉길이를 300mm로 하며, 40~80ton 용량의 트레일러는 400mm로 가정한다.



그림(5-12) 롤 트레일러 차량의 치수

표(5-15) 롤 트레일러 하중 : 차축에 발생하는 하중과 유효 차륜 지압력

Roll trailer capacity t	Tractor		Trailer		
	Axle line load		Number of axle lines	Maximum axle line load kN	Effective wheel pressure kN/m ²
	Front kN	Rear kN			
20	40	140	1	150	2 500
40	40	280	2	150	2 500
80	40	280	2	290	2 500

② 고무 타이어가 장착된 갠트리 크레인

갠트리 크레인의 기종은 매우 다양하므로 갠트리 크레인 사용을 할 경우, 개별적인 장비의 사양을 확인하기 바란다. 컨테이너를 취급하는 규모가 큰 갠트리 크레인은 차륜하중이 450kN까지, 지압력은 830kN/m²까지 하중이 작용할 수 있다.

③ 궤도 주행식 크레인 (tracked crane)

무한궤도 크레인을 사용할 경우, 정확한 정보가 없을 경우, 예상되는 크레인의 최대 크기를 고려하여 표(5-16)를 사용한다. 최대 지압력은 단일 궤도에서는 균일한 압력으로, 두 개의 궤도에서는 삼각분포의 최대값으로 가해진다. 접촉 면적은 주어진 한계에서 크레인의 자중과 운영 시 발생하는 하중을 지지하는데 필요한 면적과 동일하다. 보호용 매트를 설치하지 않으면 궤도 주행식 크레인은 아스팔트에 국부적인 손상을 입힐 수 있으며, 이보다는 덜하지만 콘크리트 표면도 손상시킬 수 있다.

표(5-16) 궤도 주행식 크레인의 하중

Maximum lift capacity t	Unladen mass t	Track spacing centre to centre m	Track contact length m	Track width m	Unladen contact pressure kN/m ²	Maximum contact pressure kN/m ²
6	12	2.1	2.6	0.50	35	120
20	30	3.0	3.8	0.75	45	160
30	45	3.0	4.0	0.75	52	200
40	50	3.0	4.2	0.75	60	250
50	57	3.0	4.5	0.90	78	300

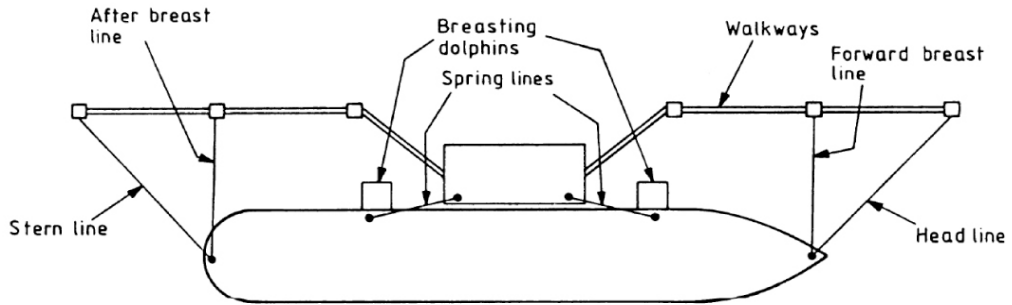
3. 선박에 의한 하중(BS 6349-4:1994)

3.1 계류력 (mooring force)

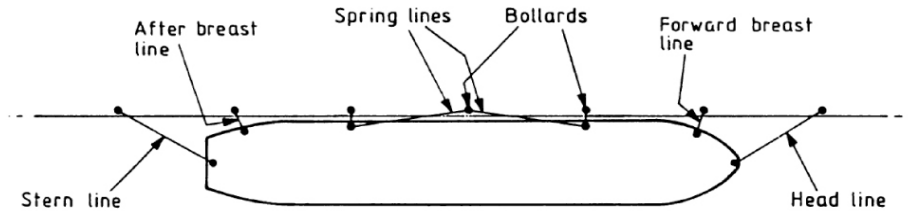
3.1.1 일반적 계류 형상

잔교와 같은 연속 안벽의 일반적 계류 형상은 그림(5-13)과 같이 head line, forward breast line, spring line, after breast line 그리고 stern line으로 구성되며 각 mooring line의 기능은 다음과 같다.

- breast line : 선박이 안벽에서 측면으로 움직이지 못하도록 억제. 선박 종방향에 대해 수직으로 배치.
- spring line : 선박이 안벽을 따라 움직이지 않도록 억제. 선박 종방향에 수평으로 배치.
- head line, stern line : breast line과 spring line 역할 동시 수행.



a) Island berth (tanker terminal)



b) Continuous quay

그림(5-13) 일반적인 계류형태

3.1.2 계류 선박에 작용하는 하중

계류 선박에 작용하는 수평의 힘은 일반적으로 바람과 조류에 의해 발생한다. 하지만 계류 시스템은 다음에서 발생하는 힘의 조합을 견딜 수 있어야 하며, 화물/여객 작업과의 간섭을 방지하기 위해 선박의 움직임을 제한해야 한다.

- (1) 바람
- (2) 조류
- (3) 안벽에서 멀어지는 유체 역학적 힘과 여객선에서 비롯되는 유체 역학적 간섭
- (4) 대양 파도 또는 긴 너울 파도
- (5) 좁은 항로를 지나가는 선박에 의한 파도
- (6) 조수의 상승과 하강 및 화물 작업에 의한 흘수 및 트림 변화
- (7) 얼음

3.1.3 계류점에 작용하는 힘

(1) 배수량 20,000t 이하의 선박

배수량 20,000t 이하의 일반적인 화물선과 벌크선의 경우, 계류력은 BS 6349-1:2000 표 8에 제시된 하중 용량을 제공해야 한다. 페리 및 가스 수송선과 같이 선루가 높은 특수선의 경우, 계류력은 3.1.3절 (2)에 설명한 방법 1, 2, 3을 이용해 계산해야 한다.

(2) 배수량 20,000t 이상의 선박

배수량이 20,000t을 넘는 선박의 경우, 각 계류점에 대해 가능한 최대 하중을 결정하기 위해 계류력 계산을 해야 한다.

- 방법 1 : 선박에 대한 풍하중과 조류력을 BS 6349-1:1984 42절에 제시된 방법을 이용하여 계산하고 이를 각각 계류점 각각에 대한 하중으로 수계산 또는 컴퓨터를 이용하여 계산해야 한다.
- 방법 2 : 여섯 개의 계류점이 있는 경우 선박에 대한 전체 횡방향 힘 중 1/3을 계류점에 작용하는 하중으로 취한다.
- 방법 3 : 계류 로프와 계류 형상이 지정된 특정 선박에 대한 설계를 할 경우, 로프의 최대 절단 하중과 동일한 힘이 계류점에 작용하는 것으로 한다.
- 방법 4 : 표(5-17)의 하중이 계류점에 작용하는 것으로 본다.

표(5-17) 일반 화물선 및 벌크선용 계류점 하중

선박 배수량 (ton)	계류점 하중 (ton)
20,000 ≤ 배수량 ≤ 50 000	80
50,000 < 배수량 ≤ 100,000	100
100,000 < 배수량 ≤ 200,000	150
배수량 > 200,000	200

3.2 선박에 의한 충격력

선박에 의한 충격력은 다음의 방법으로 선박 충돌에너지를 산정하여 적절한 방충재를 선정 한 후 그에 따른 반력을 선박의 충격력으로 한다.

3.2.1 충돌 에너지 (berthing energy)

방충재 시스템이 흡수하는 충돌에너지 E(단위: kN·m)를 평가하기 위해서 운동에너지와 계수 C_M , C_E , C_S 및 C_C 의 곱으로 계산하며, 식은 다음과 같다.

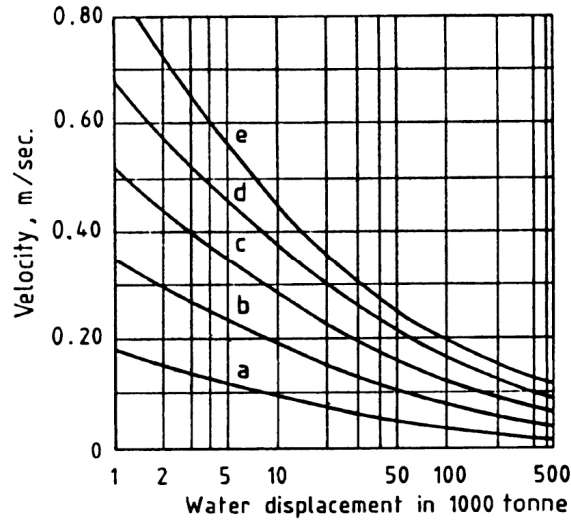
$$E = 0.5 C_M M_D (V_B)^2 C_E C_S C_C \quad (5-13)$$

여기서,

- E : 선박 접안에너지 (kN·m)
- C_M : 유체역학 질량계수
- C_D : 선박의 배수량 (단위: 톤)
- V_B : 선박의 접안 속도 (단위: m/s)
- C_E : 편심 계수
- C_S : 유연성 계수
- C_C : 선석 형상 계수

(1) 선박 접안 속도

BS6349-4에서는 선박 접안 조건에 따라 그림(5-14)와 같이 접안 속도를 제시하고 있다.



그림(5-14) 항해 조건 및 선박 크기에 따른 설계 접안 속도 (Brolsma 외, 1977)

- 양호한 정박, 보호됨(a)
- 어려운 정박, 보호됨(b)
- 용이한 정박, 노출됨(c)
- 양호한 정박, 노출됨(d)
- 어려운 항해 조건, 노출됨(e)

(2) 유체역학 질량 계수

유체역학질량계수(C_M)는 선박 주위의 물 이동을 고려하여 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$C_M = 1 + \frac{2D}{B} \quad (5-14)$$

여기서,

D : 선박 흘수 (단위 : m)

B : 선박 폭 (단위 : m)

(3) 편심 계수

선박 무게 중심 위치에 따라 방충재 시스템에 전달되는 에너지 감소를 허용하며, 이는 다음 식으로 계산할 수 있다.

$$C_E = \frac{K^2 + R^2 + \cos^2 \gamma}{K^2 + R^2} \quad (5-15)$$

$$K = (0.19C_b + 0.11)L \quad (5-16)$$

여기서,

K : 선박 선회 반경

L : 선박 수선허간장 (단위 : m)

C_b : 선박 블록 계수

R : 무게 중심으로부터의 접촉점 거리(단위: m)

(4) 유연성 계수

선체가 흡수하는 에너지에 따라 0.9에서 1.0 사이 값을 사용. 일반 선박의 경우 1.0 적용.

(5) 선석의 형상계수

버스형상계수는 선체와 안벽 사이에 갇힌 물의 충격 완화 효과에 의해 흡수되는 점안에너지를 고려하는 것으로 개방형 돌제 구조물에는 1.0 사용해야 하며, 안벽에는 0.8~1.0 사이의 값을 사용할 것을 권장한다.

4. 하중조합 (BS 6349-2:1988)

4.1 일반사항

상부구조물은 구조물에 실제로 동시에 작용하는 하중들의 조합을 저항하도록 설계해야 한다. 하중의 작용은 상부구조물에 직접 작용하거나 말뚝을 통해서 간접적으로 작용한다. 한계상태 설계법(limit state design)과 허용응력 설계법(working stress design) 모두에서 조합에 사용된 각각의 하중은 Q_k 로 기술된다.

4.2 한계상태 설계법 (limit state design)

한계상태 설계법의 하중에 사용되는 하중계수 γ_{fL} 은 표(5-18)에 제시되어있다. γ_{fL} 의 수식은 다음과 같이 정의된다.

$$\gamma_{fL} = function(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2}) \quad (5-17)$$

여기서,

γ_{f1} = 공칭 하중으로부터 불리한 측에 속할 확률

γ_{f2} = 하중이 동시에 작용할 확률

γ_{fL} 은 고려하는 부재에 추가적인 응력을 부과하는 경우 항상 적용되어야 한다.

어떤 형태의 하중이든지 공칭하중에 낮은 값을 사용하여 구조물에 응력완화가 발생한다면 γ_{fL} 은 0.9를 적용시켜야 하며 하중이 완전히 제거되는 경우에는 γ_{fL} 은 0을 적용한다.

표(5-18)에 주어진 하중케이스는 아래와 같다. :

- 하중케이스 1 : 정상 하중
- 하중케이스 2 : 극한 하중
- 하중케이스 3 : 시공 중 임시하중

설계하중 Q는 아래의 식과 같다. :

$$Q = \gamma_{fL} \cdot Q_k \quad (5-18)$$

표(5-18) 데크 설계를 위한 하중계수 γ_{fL}

Load	Limit state	γ_{fL} ^a in loading case		
		1 normal	2 extreme	3 temporary
Dead : steel	ULS ^c	1.05	1.05	1.05
	SLS ^d	1.0	1.0	
Dead : concrete	ULS	1.15	1.15	1.15
	SLS	1.0	1.0	
Dead: superimposed	ULS	1.2	1.2	1.2
	SLS	1.0	1.0	
Live (see note 1)	ULS	1.4	1.2	1.2
	SLS	1.1	1.0	
Berthing or mooring	ULS	1.4	1.2 ^b	—
	SLS	1.1	1.0	
Environmental (see note 2)	ULS	1.4	1.2	1.2
	SLS	1.0	1.0	
Soil (see note 3)	ULS	1.3	1.15	1.15
	SLS	1.0	1.0	
Hydrostatic uplift (see note 4)	ULS	1.2	1.0	1.0
	SLS	1.0	1.0	

NOTE 1 Q_k should be increased as required to include the effect of dynamic loads.
 NOTE 2 To include the additional indirect loads applied to the structure (e.g. crane corner loads due to wind).
 NOTE 3 To include pressure on retaining walls (see section 4), downdrag and differential settlement.
 NOTE 4 Applied to decks and relieving platforms.
^a γ_{fL} is to be used in conjunction with γ_{f3} (see 6.11.4.2).
^b Where accidental loads transmitted to the structure are limited by a failure mechanism such as break-off bolts to bollards or plastic failure of a fender frame, γ_{fL} may be reduced to 1.1 for the overall design of the suspended deck.
^c ULS: ultimate limit state.
^d SLS: serviceability limit state.

부정확한 하중의 평가, 예측하지 못한 응력분포, 시공상 오차 등에 의한 요인 때문에 구조물의 설계 하중 또는 응력 S 는 다음 식에 따라 결정된다.

$$S = \gamma_{f3} \text{ (Q의 영향)} \quad (5-19)$$

극한 한계상태(ultimate limit state)에서는 콘크리트와 강재에 대한 $\gamma_{f3} = 1.1$ 을 적용하며, 만약 소성설계를 이용할 경우 $\gamma_{f3} = 1.15$ 를 택한다. 사용 한계상태(service limit state)에서는 콘크리트와 강재에 $\gamma_{f3} = 1.0$ 을 사용한다. 해양구조물은 설계와 시공의 어려움이 있기 때문에 고려되는 하중이 명확하게 정의되지 않는다면 γ_{f3} 을 모든 하중케이스에 적용해야 한다.

재료의 안전계수 γ_m 은 아래와 같다.

- 콘크리트 $\gamma_m = 1.50$ (극한 한계상태), 1.0 (사용 한계상태)
- 철근콘크리트 $\gamma_m = 1.15$ (극한 한계상태), 1.0 (사용 한계상태)
- 강재 $\gamma_m = 1.05$ (극한 한계상태), 1.0 (사용 한계상태)

4.3 허용응력 설계법 (working stress design)

허용응력 설계법은 표(5-18)에 주어진 조합을 사용하되 하중계수 γ_{fL} 은 모두 1.0을 사용한다. 재료의 허용응력은 관련된 코드에 따른다. 그러나 비정상적 접안이나 지진, 지진해일과 같은 이상 시에는 콘크리트의 허용응력은 30%를 증가시키고 강재는 항복응력의 90%까지 적용한다.

5. 하중조합 (BS EN 1990)

5.1 일반사항

Eurocode에서 하중조합은 ultimate limit states(ULS)와 serviceability limit states(SLS)로 나뉜다. ULS의 경우, EQU, STR/GEO, accidental and seismic의 총 세 가지로 구분되며, 자세한 사항은 5.2 ultimate limit states 절과 BS EN 1990을 참고하기 바란다. SLS의 경우, 한 가지 케이스로 설명되어 있으나 그 안에 characteristic, frequent, quasi-permanent의 세 가지로 분류되어 있다. 자세한 사항은 5.3 serviceability limit states절과 BS EN 1990을 참고하기 바란다.

5.2 ultimate limit states

5.2.1 EQU

EQU 하중조합은 구조물 전체 혹은 일부를 강성으로 보았을 때 정적인 평형이 이루어지는가를 검토하는 조합으로 일반적으로 부재의 재료나 지반의 강도가 지배적이지 않는 곳에 사용되며 조합방법은 아래의 식을 따른다.

$$\Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{leading} + \Sigma \gamma_Q \psi_o Q_{accompany} \quad (5-20)$$

여기서, G : permanent, P : prestress, Q : variable

표(5-19) EQU 하중계수

Partial Factor (γ)				Combination Factor (ψ)			
Action		Unfavourable	Favourable	Action	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Dead	Concrete	1.05	0.95	Cargo	0.7	0.5	0.3
	Steel	1.05	0.95	Ship ramp	0.7	0.5	0
	Superimposed	1.05	0.95	Port Vehicle	0.75	0.75	0
	Surfacing	1.05	0.95	Tandem	0.75	0.75	0
	Ballast	1.05	0.95	Uniformly distributed load	0.75	0.75	0
	Soil	1.05	0.95	Pedestrian	0.4	0.4	0
	others	1.05	0.95	Crane	0.75	0.75	0
Cargo		1.5	0	Unusual vehicle	0	0	0
Ship ramp		1.2	0	Wind	0.6	0.2	0
Road and traffic		1.35	0	Temperature	0.6	0.6	0.5
Crane		1.35	0	Snow	0.5	0.2	0
Wind		1.4	0	Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Temperature		1.3	0	Current	0.6	0.2	0
Differential settlement		1.2	0	Wave	0.6	0.2	0
Snow		1.4	0	Berthing	0.75	0.75	0
Current		1.4	0	Mooring	0.6	0.2	0
Wave		1.4	0	Ship propulsion	0.75	0.75	0
Berthing		1.4	0	Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Mooring		1.4	0	Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Ship propulsion		1.5	0	Erection	1.0	-	1.0
Ground water pressure (Persistent)		1.5	0	Prestressing	See BS EN 1992		
Abnormal berthing		1.2	0				
Erection		1.2	0				
Ground water pressure (Transient)		1.5	0				
Prestressing		See BS EN 1992					

5.2.2 STR/GEO

STR 하중조합은 구조물 혹은 부재의 파괴나 과도한 변형 등을 검토하는 경우에 사용되며 주로 부재의 강도가 파괴에 지배적일 경우에 사용한다. GEO 하중조합은 지반의 파괴나 과도한 변형을 검토하는 경우에 사용된다. 아래의 식은 STR 하중조합과 GEO하중조합에 관한 내용이며 일반적으로 구조물의 저항력에 관한 경우 표(5-20)을 사용하며 기초 설계 시에는 표(5-21)을 사용한다.

$$\Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + \gamma_Q Q_{leading} + \Sigma \gamma_Q \psi_o Q_{accompany} \quad (5-21)$$

여기서,

G : permanent

P : prestress

Q : variable

표(5-20) STR/GEO 하중계수(SET B)

Partial Factor (γ)			
Action		Unfavourable	Favourable
Dead	Concrete	1.35	1.0
	Steel	1.35	1.0
	Superimposed	1.35	1.0
	Surfacing	1.35	1.0
	Ballast	1.35	1.0
	Soil	1.35	1.0
	others	1.35	1.0
Cargo		1.5	0
Ship ramp		1.2	0
Road and traffic		1.35	0
Crane		1.35	0
Wind		1.4	0
Temperature		1.3	0
Differential settlement		1.2	0
Snow		1.4	0
Current		1.4	0
Wave		1.4	0
Berthing		1.4	0
Mooring		1.4	0
Ship propulsion		1.5	0
Ground water pressure (Persistent)		1.5	0
Abnormal berthing		1.2	0
Erection		1.2	0
Ground water pressure (Transient)		1.5	0
Prestressing		See BS EN 1992	

Combination Factor (γ)			
Action	γ_1	ψ_2	ψ_3
Cargo	0.7	0.5	0.3
Ship ramp	0.7	0.5	0
Port Vehicle	0.75	0.75	0
Tandem	0.75	0.75	0
Uniformly distributed load	0.75	0.75	0
Pedestrian	0.4	0.4	0
Crane	0.75	0.75	0
Unusual vehicle	0	0	0
Wind	0.6	0.2	0
Temperature	0.6	0.6	0.5
Snow	0.5	0.2	0
Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Current	0.6	0.2	0
Wave	0.6	0.2	0
Berthing	0.75	0.75	0
Mooring	0.6	0.2	0
Ship propulsion	0.75	0.75	0
Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Erection	1.0	-	1.0
Prestressing	See BS EN 1992		

표(5-21) STR/GEO 하중계수(SET C)

Partial Factor (γ)				Combination Factor (ψ)			
Action		Unfavourable	Favourable	Action	ψ_1	ψ_2	ψ_3
Dead	Concrete	1.0	1.0	Cargo	0.7	0.5	0.3
	Steel	1.0	1.0	Ship ramp	0.7	0.5	0
	Superimposed	1.0	1.0	Port Vehicle	0.75	0.75	0
	Surfacing	1.0	1.0	Tandem	0.75	0.75	0
	Ballast	1.0	1.0	Uniformly distributed load	0.75	0.75	0
	Soil	1.0	1.0	Pedestrian	0.4	0.4	0
	others	1.0	1.0	Crane	0.75	0.75	0
Cargo		1.3	0	Unusual vehicle	0	0	0
Ship ramp		1.2	0	Wind	0.6	0.2	0
Road and traffic		1.15	0	Temperature	0.6	0.6	0.5
Crane		1.15	0	Snow	0.5	0.2	0
Wind		1.3	0	Hydrostatic	0.7	0.5	0.3
Temperature		1.3	0	Current	0.6	0.2	0
Differential settlement		1	0	Wave	0.6	0.2	0
Snow		1.3	0	Berthing	0.75	0.75	0
Current		1.3	0	Mooring	0.6	0.2	0
Wave		1.3	0	Ship propulsion	0.75	0.75	0
Berthing		1.3	0	Ground water pressure	1.0	1.0	1.0
Mooring		1.3	0	Differential settlement	1.0	1.0	1.0
Ship propulsion		1.3	0	Erection	1.0	-	1.0
Ground water pressure (Persistent)		1.3	0	Prestressing	See BS EN 1992		
Abnormal berthing		1.2	0				
Erection		1.2	0				
Ground water pressure (Transient)		1.3	0				
Prestressing		See BS EN 1992					

5.2.3 accidental and seismic

accidental의 하중조합은 아래의 식을 따른다.

$$\begin{aligned} & \Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + A_d + \psi_1 Q_{leading} + \Sigma \psi_2 Q_{acompany} \\ & \text{or} \\ & \Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + A_d + \psi_2 Q_{leading} + \Sigma \psi_2 Q_{acompany} \end{aligned} \quad (5-22)$$

여기서,

G : permanent
P : prestress
 A_d : accidental
Q : variable

seismic의 하중조합은 아래의 식을 따른다.

$$\begin{aligned} & \Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + A_{Ed} + \Sigma \psi_1 Q_{acompany} \\ & \text{or} \\ & \Sigma \gamma_G G + \gamma_P P + A_{Ed} + \Sigma \psi_2 Q_{acompany} \end{aligned} \quad (5-23)$$

여기서,

G : permanent
P : prestress
 A_{Ed} : seismic
Q : variable

5.3 serviceability limit states

serviceability limit states는 characteristic, frequent, quasi-permanent로 구분된다. characteristic의 경우 구조물이 영구적인 피해를 받거나 영구적인 과다 변형이 발생할 수 있는 경우에 대해 검토하며, frequent는 국부적인 피해나 일시적인 과다변형에 대한 설계에 사용되며, quasi-permanent는 장기적인 영향으로 인한 피해를 검토하는데 사용된다. 표(5-22)는 SLS 하중조합에 사용되는 계수에 대한 표이다.

표(5-22) SLS 하중조합

하중조합	Permanent		Variable	
	Unfavourable	Favourable	Leading	Accompanying
Characteristic	1	1	1	Ψ_0
Frequent	1	1	Ψ_1	Ψ_2
Quasi-permanent	1	1	Ψ_2	Ψ_2

5-2 잔교식 안벽 설계

5-2-1 부재의 설계

1. 말뚝의 설계 (BS 5950-1:2000)

잔교의 말뚝 부재 설계는 현재까지는 많은 프로젝트에서 BS를 기준으로 설계하고 있으나 최근에 개정된 BS6349-2:2010에 따르면 말뚝 부재의 설계는 Eurocode를 기준으로 설계하도록 명시되어 있다. 따라서 ‘1. 말뚝의 설계(BS 5950-1:2000)’에서는 기존에 사용되던 BS의 설계기준에 대하여 기재하며, ‘2. 말뚝의 설계(BS EN 1993-1-1:2005)’에서는 Eurocode를 기재하도록 한다.

1.1 국부 좌굴에 따른 단면 분류

BS 5950에서는 국부 좌굴의 영향에 따라 다음과 같이 단면을 분류한다.

표(5-23) 단면의 분류

분 류	설 명
class 1, plastic	cross-sections with plastic hinge rotation capacity
class 2, compact	cross-sections with plastic moment capacity
class 3, semi-compact	cross-sections in which the stress at the extreme compression fibre can reach the design strength, but the plastic moment capacity cannot be developed.
class 4, slender	cross-sections in which it is necessary to make explicit allowance for the effects of local buckling

표(5-24) limiting width-to-thickness ratios for CHS (BS5950-1, table 12)

compression element		ratio	limiting value		
CHS	compression due to bending		class 1 plastic	class 2 compact	class 3 semi-compact
	axial compression	D/t	$40\epsilon^2$	$50\epsilon^2$	$140\epsilon^2$
CHS D t ε	circular hollow section – including welded tube diameter of section thickness $\sqrt{(275/f_y)}$				

1.2 휨설계

1.2.1 일반 조건

- (1) 최대 모멘트와 동시에 발생하는 전단력 그리고 최대 전단력과 동시에 발생하는 모멘트 조합을 고려해야 한다.
- (2) BS 5950-1 clause 2.5.2에 주어진 변위 기준을 준수해야 한다.
- (3) BS 5950-1 clause 4.2.2에 제시된 것과 같이 휨 비틀림 좌굴이 완전히 구속되지 않은 부재는 BS 5950-1 clause 4.3.3과 같이 휨 비틀림 좌굴을 검토해야 한다.
- (4) class 4, slender sections는 BS 5950-1 section 3.6에 제시된 것과 같이 국부 좌굴을 검토해야 한다.
- (5) 하중 또는 반력이 플랜지를 통해 복부에 적용되는 경우 BS 5950-1 section 4.5의 지압, 국부좌굴을 만족 시켜야 한다.

1.2.2 전단 강도

$$P_v = 0.6p_y A_v \geq F_v \quad (5-24)$$

여기서,

P_v : 전단 강도

F_v : 전단력

p_y : 설계 강도

A_v : 전단면적 (CHS는 $A_v = AD/(D+B)$)

A : 단면적

D : 단면 깊이

B : 단면 폭

1.2.3 휨 강도

표(5-25) 단면 분류에 따른 휨 강도 공식

구 분	class 1 & 2	class 3	class 4
low shear ($F_v \leq 0.6 P_v$)	$M_c = p_y S$	$M_c = p_y Z$ or $M_c = p_y S_{eff}$	$M_c = p_y Z_{eff}$
high shear ($F_v \geq 0.6 P_v$)	$M_c = p_y (S - \rho S_v)$	$M_c = p_y (S - \frac{\rho S_v}{1.5})$ or $M_c = p_y (S_{eff} - \rho S_v)$	$M_c = p_y (Z_{eff} - \frac{\rho S_v}{1.5})$

여기서,

M_c : 휨 강도

S : 소성 단면 계수

Z : 단면 계수

S_{eff} : 유효 소성 단면 계수

$S_v := S - S_f$ (S_f : BS 5950-1 section 4.2.3에 정의된 전단면적(A_v)를 제외한 유효단면적의 소성 단면 계수) 또는 S_v 는 BS 5950-1 section 4.2.3에 정의된 전단면적(A_v)의 소성 단면 계수

$$\rho := \left[2 \frac{F_v}{P_v} - 1 \right]^2$$

1.3 인장 부재

$$P_t = p_y A_e \quad (5-25)$$

여기서,

P_t : 인장 강도

A_e : 순단면적

1.4 압축 부재

1.4.1 유효 길이 (L_E)

표(5-26) nominal effective length for a compression member

non-sway mode

restraint (in the plane under consideration) by other parts of the structure		L_E
effectively held in position at both ends	effectively restrained in direction at both ends	0.7L
	partially restrained in direction at both ends	0.85L
	restrained in direction at one end	0.85L
	not restrained in direction at either end	1.0L

sway mode

one end	other end		L_E
effectively held in position and restrained in direction	not held in position	effectively restrained in direction	1.2L
		partially restrained in direction	1.5L
		not restrained in direction	2.0L

1.4.2 압축 강도

(1) class 1, 2 and 3

$$P_c = A_g p_c \quad (5-26)$$

(2) class 4

$$P_c = A_{eff} p_{cs} \quad (5-27)$$

여기서,

A_{eff} : 유효 단면적

A_g : 순단면적

p_c : 압축 강도, clause 4.7.5

p_{cs} : 감소 압축 강도, $p_{cs} = p_c \lambda (A_{eff}/A_g)^{0.5}$

(3) 압축 강도 (p_c), BS 5950-1, Annex C

$$p_c = \frac{p_E p_y}{\phi + (\phi^2 + p_E p_y)^{0.5}} \quad (5-28)$$

여기서,

$$\phi : \phi = \frac{p_y + (\eta + 1)p_E}{2}$$

$$p_E : p_E = \pi^2 E / \lambda^2$$

p_y : 설계 강도

λ : 세장비

η : perry factor, $\eta = a(\lambda - \lambda_0)/1,000 \geq 0$

여기서,

$$\lambda_0 = 0.2(\pi^2 E / p_y)^{0.5}$$

a : robertson constant

-for strut curve (a) : a = 2.0

-for strut curve (b) : a = 3.5

-for strut curve (c) : a = 5.5

-for strut curve (d) : a = 8.0

2. 말뚝의 설계 (BS EN 1993-1-1:2005)

2.1 국부 좌굴에 따른 단면 분류

BS EN 1993에서는 국부 좌굴의 영향에 따라 다음과 같이 단면을 분류한다.

표(5-27) 단면의 분류

분 류	설 명
class 1, plastic	cross-sections with plastic hinge rotation capacity
class 2, compact	cross-sections with plastic moment capacity
class 3, semi-compact	cross-sections in which the stress at the extreme compression fibre can reach the design strength, but the plastic moment capacity cannot be developed.
class 4, slender	cross-sections in which it is necessary to make explicit allowance for the effects of local buckling

표(5-28) limiting width-to-thickness ratios for CHS

compression element		ratio	limiting value		
CHS	compression due to bending		class 1 plastic	class 2 compact	class 3 semi-compact
	axial compression	D/t	$\leq 50\epsilon^2$	$\leq 70\epsilon^2$	$\leq 90\epsilon^2$
CHS D t ϵ	circular hollow section – including welded tube diameter of section thickness $\sqrt{235/f_y}$				

2.2 인장 강도

$$N_{t,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (5-29)$$

여기서, γ_{M0} : 1.00

2.3 압축 강도

원형 강관말뚝이 class 4인 경우 압축을 받을 때, 국부좌굴에 대한 고려가 필요하며, 이는 BS EN 1993-1-6을 참조하기 바란다.

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{for class 1,2,3 단면} \quad (5-30)$$

2.4 휨 강도

$$\begin{aligned}
 M_{pl,Rd} &= \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} && \text{for class 1,2 단면} \\
 M_{el,Rd} &= \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} && \text{for class 3 단면} \\
 M_{c,Rd} &= \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} && \text{for class 4 단면}
 \end{aligned} \tag{5-31}$$

여기서,

W_{pl} : 소성 단면계수
 $W_{el,min}$: 최소 탄성 단면계수
 $W_{eff,min}$: 유효 탄성 단면계수

2.5 전단 강도

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \tag{5-32}$$

여기서, A_v : $2A / \pi$

2.6 비틀림 강도

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \tag{5-33}$$

여기서, $\tau_{t,Ed}$: Saint-Venant's torsion

2.7 휨과 전단력을 동시에 받는 경우

발생되는 전단력이 설계 전단강도의 절반 이상일 경우, 아래의 식을 사용하여 항복강도를 감소시킨 후 휨 강도를 구해야 한다.

$$f_{y'} = (1 - \rho) f_y \tag{5-34}$$

여기서,

$$\rho = \left(\frac{2v_{Ed}}{V_{pl,Ed}} - 1 \right)^2$$

V_{Ed} : 전단력

2.8 휨, 축력, 전단력을 동시에 받는 경우

발생되는 전단력이 설계 전단강도의 절반 이상일 경우 2.7. 휨과 전단력을 동시에 받는 경우에 사용된 항복강도를 사용하여 휨 강도를 결정해야 하며, 아래의 식을 만족해야 한다. 또한, 단면이 class 4에 속하는 단면인 경우, 국부좌굴을 동시에 고려하여야 하며, BS EN 1993-1-6을 참고하기 바란다.

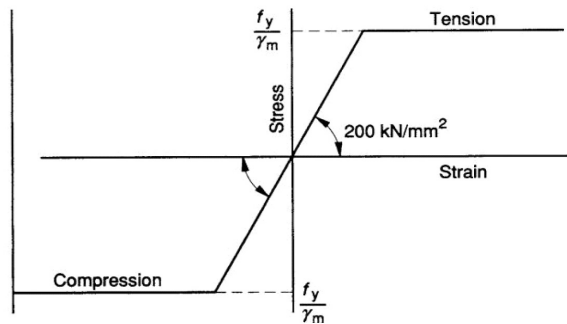
$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (5-35)$$

3. 콘크리트 부재의 설계(BS8110-1:1997, BS8110-2:1985)

잔교의 콘크리트 부재 설계는 아직까지 많은 프로젝트에서 BS 8110에 따라 실시하고 있으나 최근에 개정된 BS6349-2:2010에 따르면 부재설계는 Eurocode를 기준으로 설계하도록 명시하고 있다. 따라서 '3. 콘크리트 부재의 설계(BS8110-1:1997, BS8110-2:1985)'에서는 기존에 사용되던 BS8110을 '4. 콘크리트 부재의 설계(BS EN 1992-1-1:2004)'에서는 Eurocode를 기재하도록 한다.

3.1 응력-변형률 곡선

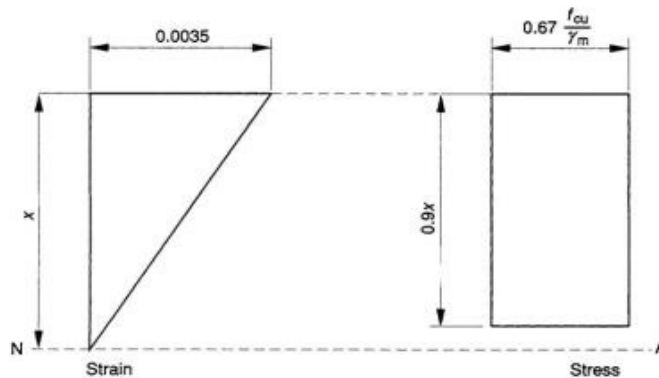
철근콘크리트의 응력-변형률 곡선은 그림(5-15)에 제시하였다.



그림(5-15) 응력-변형률 곡선

3.2 section model

콘크리트 단면의 응력 분포는 그림(5-16)에 제시하였다.



그림(5-16) 철근 콘크리트 단면 응력 분포

3.3 휨 모멘트 설계

3.3.1 $K \leq K'$ 인 경우 (단철근 보)

재분배율이 10% 이하인 경우 : $K' = 0.156$

재분배율이 10% 이상인 경우 : $K' = 0.402(\beta_b - 0.4) - 0.18(\beta_b - 0.4)^2$

여기서, $K = M/bd^2f_{cu}$

lever arm length

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}} \right\} \leq 0.95d \quad (5-36)$$

중립축

$$x = (d - z)/0.45 \quad (5-37)$$

인장 철근

$$A_s = M_u/0.95f_y z \quad (5-38)$$

여기서,

M_u : 극한 휨 모멘트

A_s : 인장철근 단면적

b : 단면 폭

d : 유효 높이

f_y : 철근 항복응력

f_{cu} : 콘크리트 압축강도

z : Level arm

3.3.2 $K > K'$ 인 경우 (복철근 보)

lever arm length

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K'}{0.9}} \right\} \quad (5-39)$$

중립축

$$x = (d - z)/0.45 \quad (5-40)$$

인장 철근

$$A_s = K' f_{cu} b d^2 / 0.95 f_y z + A_s' \quad (5-41)$$

압축 철근

$$A_s = (K - K') f_{cu} b d^2 / 0.95 f_y z + A_s' \quad (5-42)$$

최소 철근량

$$\rho = 100 A_s / A_c \geq 0.13\% \quad (5-43)$$

3.4 전단 설계

3.4.1 전단 응력

$$v = \frac{V}{b_v d} \geq \min [0.8 \sqrt{f_{cu}}, 5 N/mm^2] \quad (5-44)$$

여기서,

- v : 전단 응력 (N/mm^2)
- V : 전단력
- b_v : 단면 폭
- d : 유효 깊이

3.4.2 콘크리트 전단 강도

$$v_c = 0.79 \{100 A_s / (b_v d)\}^{1/3} (400/d)^{1/4} / \gamma_m \quad (5-45)$$

여기서,

γ_m : partial safety factor

$$\frac{100 A_s}{b_v d} \leq 3$$

$$(400/d)^{1/4} \geq 0.67$$

3.4.3 전단 철근

표(5-29) 전단 철근 배근

전단 응력 (v)	전단 철근	소요 전단 철근 단면적
less than $0.5v_c$ throughout the beam	주요 부재 : 최소 전단 철근 배근	-
$0.5v_c < v < (v_c + 0.4)$	최소 전단 철근 배근	$A_{sv} \geq 0.4 b_v s_v / 0.95 f_{yv}$
$(v_c + 0.4) < v < 0.8 \sqrt{f_{cu}}$ or $5N$	소요 전단 철근 배근	$A_{sv} \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.95 f_{yv}$

3.5 비틀림 설계

3.5.1 비틀림 전단 응력 (직사각형 단면)

$$v_t = \frac{2T}{h_{min}^2 \left(h_{max} - \frac{h_{min}}{3} \right)} \quad (5-46)$$

여기서,

v_t : 비틀림 전단 응력 (N/mm^2)

T : 비틀림 모멘트

h_{min} : 최소 단면 길이

h_{max} : 최대 단면 길이

3.5.2 최소 전단 응력 ($v_{t,min}$)

$$v_{t,min} = 0.067 \sqrt{f_{cu}} \leq 0.4 N/mm^2 \quad (5-47)$$

3.5.3 비틀림 전단 철근

표(5-30) 비틀림 전단 철근 배근

전단 응력 (v)	$v_t < v_{t,min}$	$v_t > v_{t,min}$
$v \leq v_c + 0.4$	minimum shear reinforcement No torsion reinforcement	designed torsion reinforcement but not less than the minimum shear reinforcement
$v > v_c + 0.4$	designed shear reinforcement no torsion reinforcement	designed shear and torsion reinforcement

3.5.4 비틀림 보강 철근량

$v_t > v_{t,min}$ 인 경우, 전단철근 및 휨 철근량에 아래 식으로 계산된 철근량을 추가한다.

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{T}{0.8 x_1 y_1 (0.95 f_{yv})} \quad (5-48)$$

$$A_s = \frac{A_{sv} f_{sv} (x_1 + y_1)}{s_v f_y} \quad (5-49)$$

여기서,

A_{sv} : 전단철근 단면적

s_v : 전단철근 간격

x_1, y_1 : 사각형 전단철근의 짧은 변, 긴 변 중심 길이

f_y : 인장철근 강도 ($f_y \leq 460 N/mm^2$)

f_{yv} : 전단철근 강도 ($f_{yv} \leq 460 N/mm^2$)

3.6 균열 폭 검토

균열 폭에 대한 계산식은 다음과 같다.

$$w_{cr} = \frac{3 a_{cr} \cdot \varepsilon_m}{1 + 2 \left(\frac{a_{cr} - c_{min}}{h - x} \right)} \quad (5-50)$$

여기서,

a_{cr} : 콘크리트 표면에서 종방향 철근 표면까지 거리

ε_m : 균열 위치에서 평균 응력

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{b_t (h - x)(a' - x)}{3 E_s A_s (d - x)}$$

여기서,

ε_1 : 고려하는 위치에서의 응력

b_t : 인장철근 위치에서 단면 폭

a' : 압축면에서 균열 계산 위치까지 거리

c_{min} : 인장철근 최소 덮개

h : 부재 높이

x : 중립축 높이

4. 콘크리트 부재의 설계(BS EN 1992-1-1:2004)

4.1 콘크리트의 강도와 변형 특성

콘크리트의 강도 및 변형 특성은 표(5-31)과 같다.

표(5-31) 콘크리트의 강도와 변형특성

Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation			
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90				
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105				
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)			
f_{dm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{dm} = 0.30 + f_{cm}^{0.75} \leq C50/60$ $f_{dm} = 2.12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$			
$f_{ak, 0.05}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ak, 0.05} = 0.7 \cdot f_{dm}$ 5% fractile			
$f_{ak, 0.95}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ak, 0.95} = 1.3 \cdot f_{dm}$ 95% fractile			
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22((f_{dm})/10)^{1.5}$ (f_{dm} in MPa)			
ε_{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}(f_{dm}) = 0.7 \cdot f_{dm}^{-0.25} \leq 2.8$			
ε_{cu1} (‰)					3.5								3.2	3.0	2.8	2.8	see Figure 3.2 for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(f_{dm}) = 2.8 + 27/(96 - f_{dm})$	
ε_{c2} (‰)					2.0								2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	see Figure 3.3 for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(f_{dm}) = 2.0 + 0.085(f_{dk} - 50)^{0.55}$
ε_{cu2} (‰)					3.5								3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 3.3 for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(f_{dm}) = 2.6 + 35/(90 - f_{dk})$
n					2.0								1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $n = 1.4 + 23.4/(90 - f_{dk})$
ε_{c3} (‰)					1.75								1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	see Figure 3.4 for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(f_{dm}) = 1.75 + 0.55(f_{dk} - 50)/40$
ε_{cu3} (‰)					3.5								3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 3.4 for $f_{dk} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(f_{dm}) = 2.6 + 35/(90 - f_{dk})$

4.2 설계 압축강도와 설계 인장강도

설계 압축강도와 설계 인장강도는 아래의 식을 따른다.

$$\text{설계압축강도}(f_{cd}) = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (5-51)$$

여기서,

γ_c : 콘크리트의 부분안전계수(1.5)

α_{cc} : 압축응력의 장기적 영향 및 하중 발생 시 불리한 영향에 대한 계수(0.85)

$$\text{설계인장강도}(f_{ctd}) = \alpha_{ct} f_{ctk,0.05} / \gamma_C \quad (5-52)$$

여기서, α_{ct} : 인장응력의 장기적 영향 및 하중 발생 시 불리한 영향에 대한 계수(1.0)

4.3 단면의 응력-변형률 관계

단면에 발생하는 응력은 아래의 식에 따라 계산한다.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (5-53)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

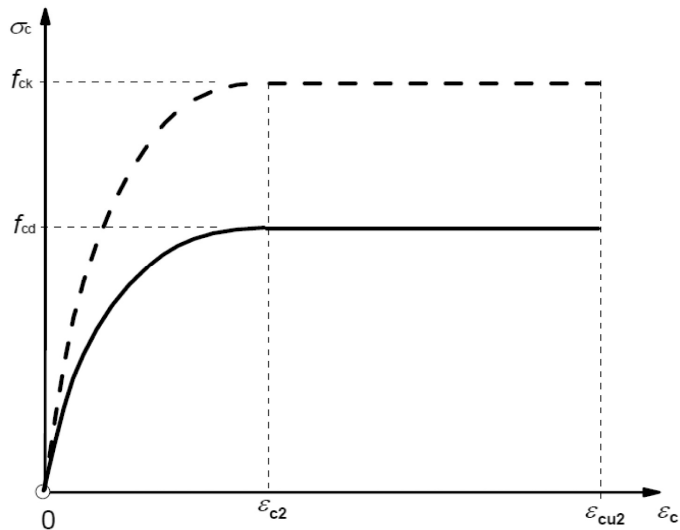
여기서,

n : 표(5-31) 참조

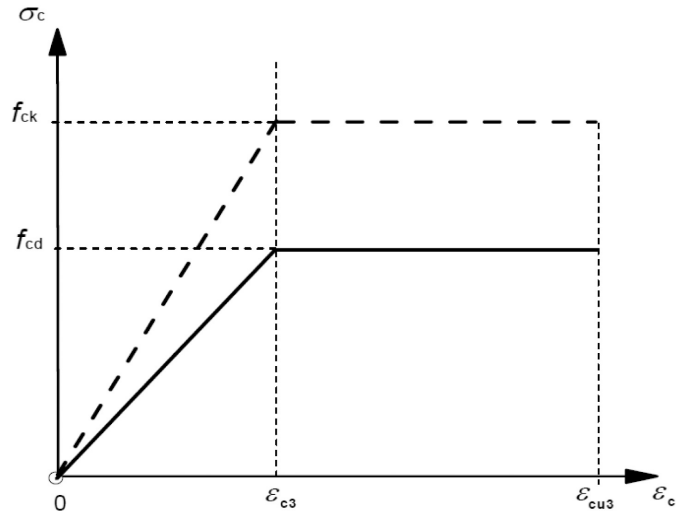
ε_{c2} : 최대 압축강도에 도달했을 때의 변형률

ε_{cu2} : 극한 변형률

위에 사용된 식을 통해 그래프를 그리면 그림(5-17)과 같다. 이 그래프를 보다 사용하기 쉽고 보수적으로 작성한 그래프가 그림(5-18)이다.



그림(5-17) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (parabolic)



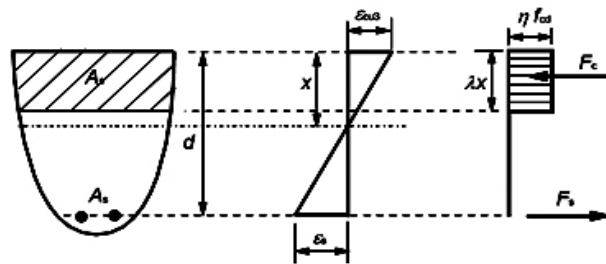
그림(5-18) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (linear)

콘크리트의 압축응력은 그림(5-19)와 같이 사각형 분포로 가정할 수 있다. 그림(5-19)에 사용된 λ 와 η 는 아래의 식을 사용하여 구한다.

$$\begin{aligned} \lambda &= 0.8 & \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ \lambda &= 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 & \text{for } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (5-54)$$

그리고

$$\begin{aligned} \eta &= 1.0 & \text{for } f_{ck} \leq 50 \text{ Mpa} \\ \eta &= 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 & \text{for } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (5-55)$$



그림(5-19) 변형률에 따른 콘크리트의 압축응력 (rectangular)

4.4 휨응력 설계 (단철근)

4.4.1 중립축

$$\frac{x}{d} = \frac{1.5}{1.15 \times \eta \times \lambda \times 0.85} \frac{A_s f_{yk}}{b d f_{ck}} \quad (5-56)$$

여기서,

- x : 압축면에서 중립축까지의 거리 (mm)
- A_s : 인장철근량 (mm^2)
- f_{yk} : 철근의 항복강도 (MPa)
- f_{ck} : 콘크리트의 압축강도 (MPa)
- b : 보의 폭
- d : 보의 유효깊이

- ▶ $\frac{x}{d}$ 의 제한사항 : 콘크리트의 압축강도가 50MPa 이하인 경우 $\frac{x}{d}$ 는 0.45보다 작아야 하며 콘크리트의 압축강도가 50MPa보다 큰 경우 $\frac{x}{d}$ 는 0.35보다 작아야 한다.

4.4.2 필요 철근량

$$\frac{A_s f_{yk}}{b d f_{ck}} = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5 \frac{M_{sd}}{b d^2 f_{ck}}} \quad (5-57)$$

여기서, M_{sd} : 저항 모멘트 (N·mm)

4.4.3 최소 철근량

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (5-58)$$

여기서,

- f_{ctm} : 표(5-31) 참조
- b_t : 인장부의 평균 폭

4.4.4 최대 철근량

$$A_{s,max} = 0.04 A_c \quad (5-59)$$

4.4.5 설계 모멘트

$$M_{Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{1.15} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right) \quad (5-60)$$

4.5 전단 설계

4.5.1 전단철근이 필요 없는 경우 ($V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$)

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (5-61)$$

여기서,

$$C_{Rd,c} : 0.12$$

$$k : 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$$

$$\rho_l : \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

$$A_{sl} : \text{인장철근량 (mm}^2\text{)}$$

$$b_w : \text{인장부의 최소 폭}$$

$$\sigma_{cp} : N_{Ed}/A_c < 0.2f_{cd}$$

$$N_{Ed} : \text{하중이나 프리스트레스로 인하여 단면에 발생하는 축응력 (압축이 양)}$$

$$A_c : \text{콘크리트의 단면적 (mm}^2\text{)}$$

$$k_1 : 0.15$$

$$v_{min} : 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$$

$$\blacktriangleright V_{Ed} \text{의 제한사항} : V_{Ed} \leq 0.5b_w d v f_{cd} \quad V_{Ed} \leq 0.5b_w d v f_{cd}$$

$$\text{여기서, } v : 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$$

4.5.2 전단철근이 필요한 경우 ($V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$)

최대 전단철근 간격과 최소 전단철근량은 아래의 식과 같다.

$$\text{최대전단철근간격}(s_{l,max}) = 0.75d(1 + \cot \alpha)$$

$$\text{최소전단철근량}(\rho_{w,min}) = (0.08 \sqrt{f_{ck}})/f_{yk}$$

여기서, α : 전단철근과 보의 길이방향 사이의 각도

전단철근으로 인해 증가되는 전단강도는 아래의 식을 통하여 구한다.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (5-62)$$

여기서,

$$A_{sw} : \text{전단철근량 (mm}^2\text{)}$$

$$s : \text{전단철근 간격 (mm)}$$

$$z : 0.9d$$

$$f_{ywd} : \text{전단철근의 응력이 항복응력의 80\% 이상일 경우 } v_1 \text{은 } (1 - 0.5 \cos \alpha) \text{를 사용하며}$$

$$f_{ydw}=f_{yk} \text{가 되며 항복응력이 80\% 이하일 경우 } v_1 \text{은 아래의 식을 사용하며 } f_{ydw}=0.8f_{yk} \text{를 사용}$$

$$\theta : \text{콘크리트의 압축력이 작용하는 방향과 보의 길이방향 사이의 각도}$$

최대 전단강도는 아래의 식을 통하여 구한다.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (5-63)$$

여기서,

$$\alpha_{cw} : 1.0$$

for non - prestress

$$\begin{aligned}
 &: (1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{for } 0 < \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\
 &: 1.25 && \text{for } 0.25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \\
 &: 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) && \text{for } 0.5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1.0f_{cd} \\
 v_1 &: 0.54(1 - 0.5 \cos \alpha) && \text{for } f_{ck} \leq 60MPa \\
 &: (0.84 - f_{ck}/200)(1 - 0.5 \cos \alpha) > 0.5 && \text{for } f_{ck} \geq 60MPa
 \end{aligned}$$

4.6 비틀림 설계

4.6.1 비틀림 전단 응력 (직사각형 단면)

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (5-64)$$

여기서,

$t_{ef,i}$: 유효두께 = $bh/[2(b+H)]$

T_{Ed} : 비틀림 모멘트

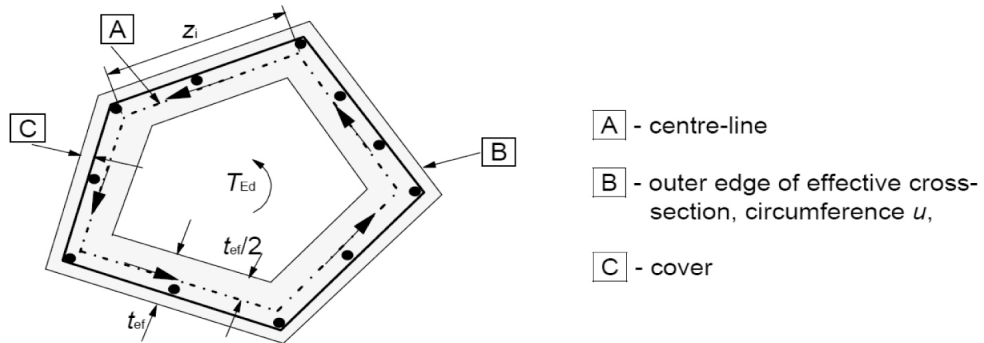
A_k : 유효면적 = $(b-t)(h-t)$

4.6.2 전단력 ($V_{Ed,i}$)

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (5-65)$$

여기서, z_i : 유효두께($t_{ef,i}$)의 중심선을 이었을 때 인접한 두 점 사이의 거리

(그림(5-20) 참조)



그림(5-20) 비틀림 parameter의 정의

4.6.3 비틀림 전단 철근량

비틀림 전단 철근량은 전단 철근량 계산식을 사용한다.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed,i}}{z f_{yd} w} \quad (5-66)$$

4.6.4 종방향 보강 철근량

추가적인 종방향 철근량은 아래의 식을 사용하여 구한다.

$$\Sigma A_{si} = \frac{T_{Ed} u_k \cot \theta}{2 A_k f_{yd}} \quad (5-67)$$

여기서, u_k : 유효두께의 중심선을 이었을 때 중심선의 둘레길이 ($2[(b-t)+(h-t)]$)

4.7 균열 폭 검토

4.7.1 균열 폭 계산

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5-68)$$

여기서,

$s_{r,max}$: 최대 균열간격

ε_{sm} : 철근의 평균변형률

ε_{cm} : 콘크리트의 평균변형률

4.7.2 최대 균열간격($s_{r,max}$) 계산

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (5-69)$$

여기서,

k_1 : 부착특성

= 0.8 for high bond

= 1.6 for 매끈한 표면

k_2 : 하중특성

= 0.5

for 휨

= 1.0

for 순수인장

= $(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$ for 휨과 인장을 동시에 받을 경우

ε_1 : 균열면에서 발생하는 최대변형률

ε_2 : 균열면에서 발생하는 최소변형률

k_3 : 3.4

k_4 : 0.425

Φ : 철근의 직경

$\rho_{p,eff}$: 유효 철근비

4.7.3 유효 철근비($\rho_{c,eff}$) 계산

유효 철근비는 아래의 식을 통해 구한다.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A_{\rho'}}{A_{c,eff}} \quad (5-70)$$

여기서,

A_s : 인장 철근면적

$A_{\rho'}$: 콘크리트 유효면적에 존재하는 프리스트레스 tendon의 면적

$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}}$ (표(5-32) 참조)

$A_{c,eff} : b \times \min[2.5(h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}]$

표(5-32) 부착강도비 ξ

prestressing steel	ξ		
	pre-tensioned	bonded, post-tensioned	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
smooth bars and wires	Not applicable	0,3	0,15
strands	0,6	0,5	0,25
indented wires	0,7	0,6	0,3
ribbed bars	0,8	0,7	0,35
Note: For intermediate values between C50/60 and C70/85 interpolation may be used.			

4.7.4 변형률차($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) 계산

철근과 콘크리트의 변형률차는 아래의 식을 통해 구한다.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \right) (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5-71)$$

여기서,

σ_s : 인장 철근에 작용하는 응력

k_t : 하중의 재하기간

= 0.6 for 단기간

= 0.4 for 장기간

$f_{ct,eff}$: f_{ctm}

4.7.5 허용균열 폭

콘크리트의 허용균열 폭(w_{max})는 표(5-33)과 같다.

표(5-33) 콘크리트의 허용균열 폭

노출 환경	철근부재와 비부착 프리스트레스 부재	부착 프리스트레스 부재
SLS 분류	quasi-permanent	frequent
X0, XC1~4	0.3	0.2
XD1~2, XS1~3	0.3	0.2 and decompression
decompression : 강연선과 덕트가 콘크리트의 압축영역의 최소 25mm 안에 놓여있어야 함		

5-2-2 내구성 설계 (durability)

1. 재료

개별 프로젝트의 특성을 고려하여 효용성과 품질, 적정성에 따라 재료를 선택해야 한다.

2. 강 부재의 내구성 설계(corrosion, BS EN 1993-5:2007)

2.1 일반사항

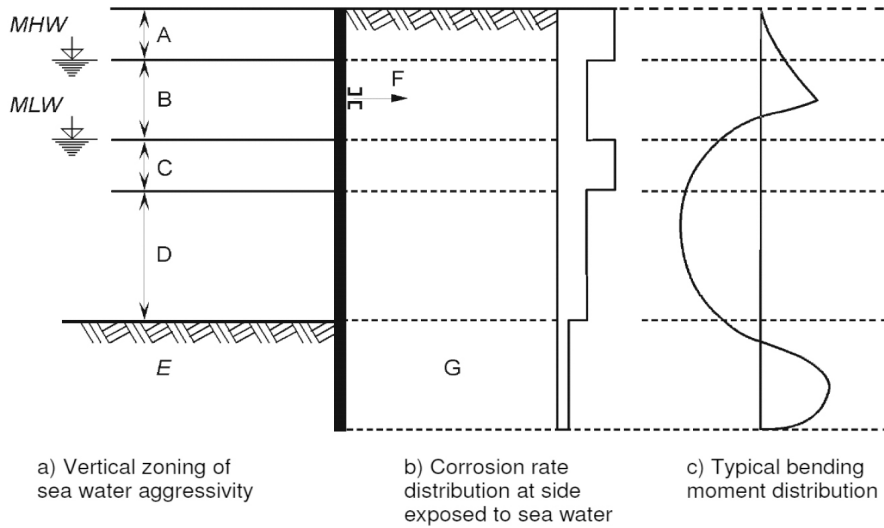
부식에 노출된 각각의 환경에 따라서 부식과 균열을 제어할 수 있는 보호방식이 필요하다. 일반적인 노출 환경은 네 가지로 구분된다. :

- 매립
- 지속적으로 수중에 잠긴 구역
- 조간대 및 비말대
- 대기 구역(atmospheric)

주변 환경에 따라 만약 강재에 상당한 양의 부식이 예상된다면 그에 맞는 방식 방법을 선택해야 한다. 구조물의 수명을 연장시키기 위한 방식 방법은 아래와 같다. :

- 예상되는 부식 두께만큼의 부재 두께 증가
- 강도를 증가시켜 구조적인 안정성 증가
- 코팅보호 (페인팅, 그라우팅, 도금)
- 희생양극법(cathodic protection)
- 높은 부식 영역에 콘크리트, 모르타르 혹은 그라우트를 이용한 보호

만약 코팅보호 효과의 지속기간보다 구조물의 설계수명이 더 길다면 남은 설계 수명 동안의 부식 두께를 설계에 반영하여야 한다. 말뚝의 전체 길이에서 부식 두께가 일정치 않기 때문에 부식 두께를 고려하여 모멘트를 분배시키면 경제적인 설계를 할 수 있다. 전체 구조물의 설계 수명이 4년 이하인 경우 부재의 부식을 고려하지 않아도 된다. 그림(5-21)은 부식률의 분포와 위치에 따른 부식 영역을 구분한 것이다.



A	Zone of high attack (splash zone);	B	Intertidal zone;
C	Zone of high attack (Low water zone);	D	Permanent immersion zone;
E	Buried zone (Water side);	F	Anchor;
G	Buried zone (Soil side)		
MHW	Mean high water;	MLW	Mean low water

NOTE: Corrosion rate distribution and zones of sea water aggressivity may vary considerably from the example shown in Figure 4-1, dependant upon the conditions prevailing at the location of the structure.

그림(5-21) 부식률과 부식 영역의 구분

2.2 강관말뚝의 내구성 설계

특히 명시되어 있지 않다면 강관말뚝의 사용성 설계와 강도 설계에 대하여 말뚝 단면의 둘레에 일정하게 부식이 발생하는 것으로 가정한다. 강관의 선단이 물이 새어 들어오지 않거나 혹은 콘크리트로 채워져 있는 경우에 말뚝 내부에서는 부식이 발생하지 않는 것으로 가정한다.

2.3 시트파일의 내구성 설계

시트파일에 발생하는 부식은 양쪽 면에서 모두 발생하는 것으로 가정한다. 시트파일에 맞닿은 부식환경이 서로 다른 경우 각각의 면에 부식 속도를 다르게 산정할 수 있다.

2.4 설계에 적용되는 부식률

일반적인 대기 중에서 강 부재의 부식률은 0.01mm/yr이고, 해양환경에서의 대기 중 발생하는 부식률은 0.02mm/yr이다. 흙 속에 있는 강 부재의 부식두께는 표(5-34)와 같으며 수중에서의 부식두께는 표(5-35)와 같다.

표(5-34) 지하수위와 상관없이 발생하는 흙 속에서의 강 부재의 부식두께

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist,)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt,)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag,)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
Notes: 1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two. 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

표(5-35) 담수 혹은 해수에서 발생하는 강 부재의 부식두께

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50
Notes: 1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1. 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

3. 콘크리트 부재의 내구성 설계

3.1 피복두께 (cover depth, BS 6349-1:2000)

3.1.1 일반사항

해양구조물에서 콘크리트의 내구성 설계는 구조물의 각각의 부재에 미치는 독특한 환경을 인지하고, 환경에 맞는 설계, 세부사항, 재료 및 시공방법 등을 적절하게 적용하는 것에 따른다. 시공 이음과 철근 및 프리스트레스 스틸과 같은 콘크리트의 재료와 세부사항에 대한 상세한 설명은 설계 과정에 중요한 사안이다. 피복두께와 같은 내구성과 관련된 재료 및 세부사항에 대한 설계 및 선택이 없이 구조설계를 하는 것은 현명하지 못하다.

해양 환경은 물리적 풍화, 마모, 화학적 침투와 같은 현상으로 콘크리트에 상당히 불리한 환경이다. 또한 콘크리트 내부에 있는 강재와 철근 등의 부식을 유발한다. 유지보수 전략과 일치하는 내구성의 평가가 설계과정에서 중요한 부분이다. 콘크리트의 내구성은 적절한 배합설계, 낮은 물-시멘트비, 적합한 시멘트 재료 그리고 배합과 시멘트 타입에 따른 적절한 피복두께로 얻어지는 콘크리트의 공극 구조, 투수 특성, 화학적 특성에 따라 좌우된다. 내구성은 그 자체로는 한계상태가 아니지만 구조물의 수명 동안 구조적 한계상태를 유지시켜 주는 수단이다. 근본적으로 내구성은 시간과 관련된 사항으로 계획된 사용 수명과 유지보수 전략에 직접적으로 관련되어 있다. “설계 작업 수명”은 BS EN 1990:2002+A1: 2005에 설명되었으며 BS 7543의 “사용 수명”과 유사하게 정의된다.

최근 코드와 규격들의 내구성에 관한 흐름은 특정 수명 동안 이론적인 틀을 제공하는 것이 아니라 관행적인 방법을 사용한다. 체계적인 내구성 설계 방법을 이용한 해양 콘크리트 구조물은 필요한 설계 작업 수명을 기초로 적용해야 하며 적절한 안전계수를 설계에 적용해야 한다. “사용 수명”의 요구사항에 맞는 “설계 수명”을 정하기 위해 “설계수명”은 “사용 수명”보다 합리적으로 여유를 두어야 한다.

체계적인 내구성 설계 방법을 사용할 때 설계자는 구조물의 부재들을 노출 강도, 부재별 요구 성능, 채택된 유지보수 전략에 따라 분류해야 한다. 또한 설계자는 수용 가능한 열화 해석 모델을 통한 내구성 파괴 한계에 대한 정의도 고려해야 한다. 철근 부식과 같은 경우에 내구성 파괴는 사용 불가능 혹은 극한 한계 상태를 이끄는 다음 사항 중 일부 또는 전부를 포함할 수 있다.

- 부식의 시작
- 부식의 전파 속도
- 철근 부식으로 인한 균열
- 강재 및 콘크리트의 쪼개짐이나 손실

위의 사항들을 고려하려면 구조물의 유형에 따른 열화 과정과 필요한 설계 수명 동안의 수리 및 교체 가능성을 평가해야 한다. 허용 가능한 위험과 실패 확률을 고려해야 하는데 이러한 요인들이 설계의 선택에 영향을 미치기 때문이다. 체계적인 설계 방법에 대해 개발 중이긴 하지만 아직은 과도기이다. 따라서 상세한 내용은 거의 관행적인 용어로 표현되어 있다. 예를 들어 콘크리트 속성과 피복두께를 위한 배합한계는 표에 제시된 값을 선택한다.

3.1.2 열화 프로세스

일정 확률 범위 안에서 사용 수명을 달성하기 위하여 설계 및 조건과 세부사항들은 콘크리트 재료의 다양한 열화 메커니즘과 열화에 대한 해석적인 모델에 대한 지식이 필요하다. 서로 다른 메커니즘에 대한 소개는 다양한 참고문헌[1], 2), 3)]에 소개되어 있다. 특히 해수 안에 혹은 인접한 콘크리트의 열화 프로세스도 다양하다. 다양한 열화 과정과 관련된 중요 사항은 현장의 지리적 위치와 같은 대기후(macroclimate)와 부재의 위치와 같은 미기후(microclimate)에 의해 결정된다.

시간에 따른 열화 프로세스는 대부분 일반 기준집이나 발행물에 지침이 나와 있다. 해양구조물에 가장 심각한 영향을 주는 프로세스는 보강철근이나 강연재에 발생하는 염화물 유도 부식이다. 부식으로 인해 콘크리트 피복에 균열 또는 쪼개짐이 발생하고 강재의 단면손실이 발생된다. 콘크리트는 황산염의 작용으로 인해 약해지거나 염류 풍화작용(salt weathering)에 의해 약해질 수 있다. 또한 풍화나 마모와 같은 물리적인 프로세스도 고려해야 한다.

염화물 유도 부식을 방지하기 위해서 적절한 설계와 사양을 포함하여야 한다. 무근 콘크리트나 비강재류의 보강재를 사용한 경우, 장기적으로 황산염의 영향이 중요한 인자가 될 수 있다. 그러나 중기적인 관점에서 황산염의 영향은 염화물로 인해 감소되며 수온이 따뜻한 곳이 차가운 곳보다 덜 발생하게 된다. 추운 곳에서의 동결융해 작용은 염이 포함된 물에 의한 콘크리트의 손상위험이 더 크기 때문에 중요한 사안이다.

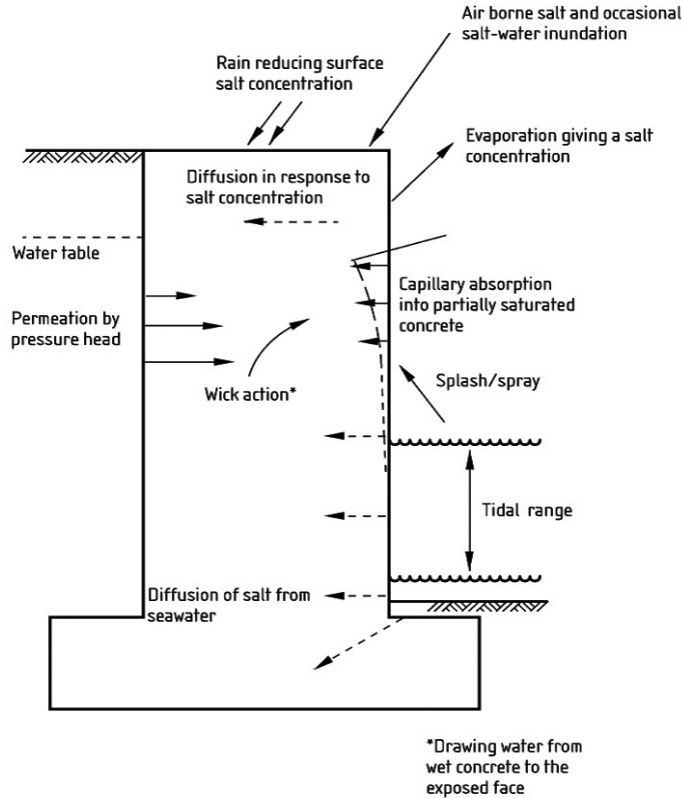
콘크리트와 보강 콘크리트의 내구성에 영향을 미치는 중요한 인자는 다음과 같다. :

- 시멘트의 종류, 물시멘트비 그리고 단위 수분 함유량에 의해 결정되는 공극 구조
- 물에 용해되어 있는 유해한 소금이나 가스가 운반되는 다양한 메커니즘에서 콘크리트의 수분 상태의 영향
- 대기후와 미기후가 수분상태에 미치는 영향
- 시멘트 경화 시 발생하는 화학작용
- 보강재의 부식저항력

젖은 콘크리트에서 염화 이온은 확산과정을 통해 매우 천천히 이동된다. 마른 콘크리트에서 흡수와 모세관현상 그리고 수화작용에서 발생하는 흡입(suction)으로 인해 염화 이온이 피복영역까지 훨씬 빠르게 이동한다. 그러나 염화물의 존재는 강재의 수동적 손실만을 발생시킨다. 부식과정에서 음전하 반응을 일으키기 위해서는 산소가 필요하다. 젖은 콘크리트는 산소의 흐름을 억제하고 그로 인해 부식률을 아주 크게 감소시킨다. 콘크리트의 수분상태는 구조물의 개별 부재에 발생하는 대기후와 미기후에 의해 달라진다. 조수를 받는 구조물에서 미기후는 변동하는 조위와, 특히 해수나 물보라에 의한 침수된 후 건기의 지속시간과 관련이 있다. 지속적으로 물에 잠겨 있는 콘크리트나 차가운 기후, 온난한 기후 및 약간 온도가 높은 기후에서 조수간만으로 인해 표면이 규칙적으로 젖거나 마르는 콘크리트도 해수에 포화된 상태이며 염화물 유도 부식의 위험이 적어진다. 염화물 유도 부식이 가장 위험한 영역은 불규칙적으로 젖거나 마르는 곳이며 이러한 상황은 아래와 같은 곳에 발생한다. :

- 계절적인 원인이나 기압의 변화 또는 다른 이유로 인해 평균 해수면이 매년 변화하는 장소
- 드라이독(dry dock), 수문, 선양장과 같은 곳
- 블라드, 계선 윈치 또는 해수를 이용한 소화전 인근
- 물이 튀거나 불규칙적인 침수가 발생하는 고조위나 바로 위
- 해수에 노출된 교각이나 지하구조물 및 터널
- 앞서 언급한 조건들을 악화시키는 자연적, 인공적으로 매우 건조한 장소

확산, 흡수, 모세관현상, 수두차에 의한 침투와 염분이 침투할 수 있는 환경과 같은 다양한 염화물 운반 메커니즘의 영향은 그림(5-22)와 같다.



그림(5-22) 해양구조물에 염화물 운송과정

염화물이 포함된 물에 직접적으로나 혹은 빈번하게 접촉하는 곳에서는 염화물 운송의 주요과정은 확산이다. 그림(5-22)의 상부와 같이 불규칙적으로 젖는 곳에서는 더 큰 피해를 주는 다른 현상이 발생할 수 있다. 위에 언급된 상황 중에서 가장 위험한 지역 역시 확산보다는 다른 운송과정이 지배적이다.

무근콘크리트는 동결융해, 마모, 염류풍화, 황산염 피해 등 모든 가능한 사안에 대해 고려하여 설계하여야 한다. 철근콘크리트는 시멘트 유형과 시멘트 유형에 따른 적절한 피복두께 등을 포함하여 무근콘크리트의 노출환경에 따른 요구사항과 동일하게 설계되어야 한다.

황산염의 피해는 젖은 상태가 유지되거나 낮은 수온에서 더 크게 발생한다. 염류풍화와 동결융해 피해는 조간대 지역이나 물이 튀기는 지역에서 더 크게 나타난다.

3.2 노출환경의 분류

3.2.1 일반사항

다양한 열화 메커니즘이 진행되는 각각의 세부적인 환경을 참고문헌 4)에서 분류하였다. 대부분의 상황과 해수에서 하나 이상의 메커니즘을 조합하여 고려해야 하지만 그림에도 불구하고 위의 분류법이 이전의 코드들에 비해 세부적일 뿐만 아니라 현실적이어서 실제 사용에 적합하다. 그러나 일반적인 건축 관련 규정이 “특별 구조물”로 분류되는 해양 및 하천 구조물의 전체적인 설계나 세부사항 규정, 사양에 대해 적절한 것은 아니다. 해양 및 하천 구조물은 본 기준을 적용해야 하며 엔지니어와 설계자가 통제해야 한다.

3.2.2 염화물 (chlorides)

앞서 열화 프로세스에서 언급한 것과 같이 습윤상태는 염화물의 통과 과정과 이에 따른 전기화학적 부식에 결정적인 영향을 미친다. 가장 중요한 대기후적인 요소는 온도와 강우량으로 이들은 화학반응 속도와 콘크리트 피복의 건조특성을 결정한다. 강우량, 습도 및 해수면과 관련된 부재의 위치는 콘크리트의 습윤 상태를 결정하고 이에 따른 염화물 침투의 수동성을 파괴하며 산소를 촉매로 하는 부식과정을 촉진시킬 수도 있다. 온난한 기후에서는 콘크리트의 습윤과 건조 깊이가 20mm를 넘지 않는다. 자연적으로 또는 인공적으로 생성된 매우 건조한 환경에서는 깊이가 75mm~100mm에 이른다.

염화물 유도 부식에 영향을 주는 대기후는 아래의 네 가지로 구분된다.

- 결빙을 유발할 정도로 추운 지역
- 온난한 지역
- 고온 다습한 지역
- 고온 건조한 지역

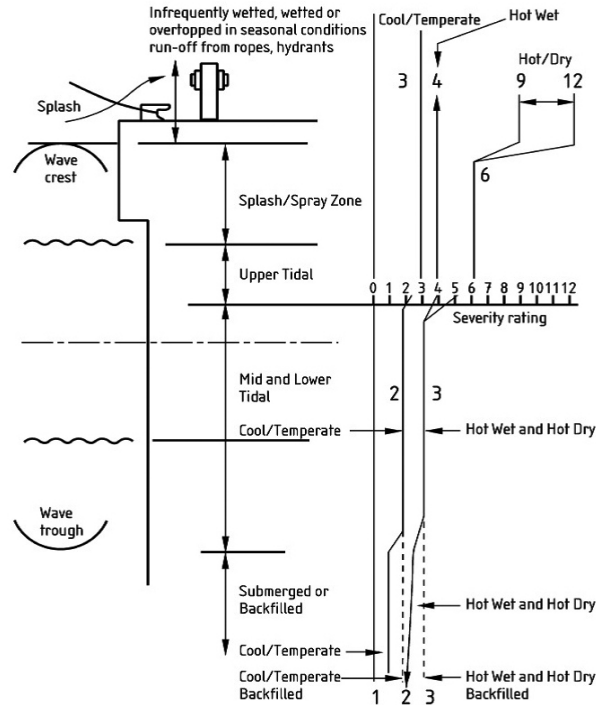
염화물 유도 부식에 영향을 주는 미기후는 아래의 세 가지로 구분된다.

- XS1 해수에 직접 접촉하지는 않으나 염분을 포함한 공기에 노출된 부재
- XS2 해수에 잠긴 부재
- XS3 조간대나 물이 튀기는 위치 혹은 물보라가 발생하는 위치에 있는 부재

이러한 구분은 해양구조물에 맞닿은 조건에 따라 세분화할 필요가 있다. XS2항의 경우, 구조물 전체가 물에 잠긴 경우와 한쪽 면은 잠기고 한쪽 면은 건조한 경우(수두보다 낮은 경우)로 구분할 수 있다. 그러나 해양구조물의 경우, 대기후와 습윤 상태에 따라 XS2와 XS3를 다음과 같이 구분하는 것이 바람직할 수도 있다.

- 조간대의 중/하부와 뒷채움 구역 (지속적으로 물에 잠기는 경우 XS2와 비슷하다)
- 조간대 상부와 모세관 현상이 발생하는 구역
- 물이 튀기는 구역과 물보라가 발생하는 구역
- 대체적으로는 건조하나 간혹 젖게 되는 구역

서늘하거나 온난한 지역에서는 마지막 두 개의 구역은 비슷한 양상을 보인다. XS2의 세부적인 분류 중 해수에 잠긴 구조물의 건조한 내면은 XS3의 범주에 포함된다. 다양한 대기후와 미기후 조건에서 구조물의 노출환경은 그림(5-23)과 같다. 일반적으로 영국은 온난한 기후에 속한다. 그림(5-23)에서는 부식 정도를 1~12로 표시하였는데, 이를 통해 동일한 철근 콘크리트 부재가 서로 다른 해양환경에 노출된 경우, 각각의 염화물 유도 부식 속도를 근거로 하여 네 가지 기후에 따른 상대 부식률을 비교할 수 있다. 그림(5-23)는 다양한 대기후와 미기후 환경에서 XS2와 XS3의 상대적인 심각도를 보여주고 있다. 염화물이 포함된 공기에 노출된 경우는 현장의 대기후와 미기후에 따라 결정된다. 염화물이 포함된 공기는 습윤 상태나 혹은 건조 상태의 연무로 운송되며 철근의 부식은 표면에 내리는 비에 희석되어 공급된다.



그림(5-23) 12단계로 분류된 철근의 염화물 유도 부식 등급

3.2.3 황산염 (sulfates)

토양과 지하수위에서의 황산염 노출 정도는 일반적으로 황산이온의 농도와 관련이 있다. 참고문헌 5)에 이와 관련된 내용이 기술되어 있다. 그러나 해수에는 염화물이 있기 때문에 황산염에 의한 피해가 줄어든다. 일반적인 해양 설계 규정에 의하면 포틀랜드 시멘트로만 구성된 콘크리트의 경우, 트리칼슘 알루미늄산염(C3A)의 양을 8%로 하면 보통의 저항력을, 5% 이하로 할 경우 완벽한 저항력을 가질 수 있다. 그러나 트리칼슘 알루미늄산염의 양을 13%까지 증가시킬 경우 염화물로 인한 부식의 저항력을 높일 수 있다. 시멘트 및 고로슬래그 또는 미분재를 포함한 혼합시멘트도 역시 황산염에 대한 저항력을 증가시킬 수 있다.

황산염은 화학적 피해를 주는 다양한 원인과도 관련이 있으며 아래와 같이 분류할 수 있다. 그러나 해수에서는 아래의 분류를 적용하지 않는다.

- XA1 약한 화학적 피해
- XA2 보통의 화학적 피해 또는 해수 노출 환경
- XA3 매우 높은 화학적 피해

3.2.4 동결융해 (freeze-thaw)

동결융해의 분류는 아래와 같다.

- XF1 제빙염(de-icing salt)이 없는 보통의 수분 포화 상태
- XF2 제빙염(de-icing salt)이 있는 보통의 수분 포화 상태
- XF3 제빙염(de-icing salt)이 없는 높은 수분 포화 상태
- XF4 제빙염(de-icing salt)이 있는 높은 수분 포화 상태

영국의 해역에서는 동결융해가 심각하게 나타나지는 않는다. 동결융해의 피해는 영국의 해역보다 더 추운 지방에서 발생한다. 설계자는 영국 이외의 해양 환경에서 작업하거나, 영국의 도로와 접근도로에 제빙염을 사용할 경우 동결융해에 대해 숙지하고 있어야 한다. 어떠한 경우에도 적절한 지침을 따라야 한다.

3.2.5 피복두께

시멘트의 유행에 따른 피복두께는 다음의 표와 같다.

표(5-36) 최대 크기 20mm인 보통골재를 사용한 50년 내구수명의 구조물에서의 제한사항

노출환경	음이 있는 공기 노출		자주 침수되는 환경			가끔 침수되는 환경 (조간대 위, 물보라, 물튀김 영역, 물에 잠긴 구조물의 건조한 면)		
	XS1		XS2			XS3		
	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C25/30	C40/50	C30/37	C25/30
실린더/큐브 강도	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 시멘트 플라이애쉬 시멘트 B	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 시멘트 플라이애쉬 시멘트 B	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트
허용 시멘트	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 시멘트 플라이애쉬 시멘트 A	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	포틀랜드 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트	고로슬래그 시멘트 포틀랜드 시멘트 플라이애쉬 시멘트 B	고로슬래그 시멘트 내향산렌드 포틀랜드 시멘트
허용 슬래그 미량 (%)	≤ 35	35 < ggbs < 80	50 < ggbs < 80	≤ 50	50 < ggbs < 80	≤ 35	35 < ggbs < 80	50 < ggbs < 80
최대 물시멘트비	0.45	0.50	0.55	0.55	0.55	≤ 20	20 < pfa < 55	35 < pfa < 55
최소 시멘트 함량 (kg/m ³)	350	340	320	320	320	400	360	360
최소 피복두께	40	40	40	40	50	60	50	40

3.3 균열 (crack, BS5400-4:1990)

3.3.1 설계 균열 폭

- (1) 중실 사각단면, T형 빔의 웹 부분 그리고 요철이 없는 중실 단면에서 설계 균열 폭은 아래의 식을 통해 구한다.

$$\text{설계 균열 폭} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + 2(a_{cr} - c_{nom})/(h - d_c)} \quad (5-72)$$

여기서,

a_{cr} : 균열면에서 철근면까지의 최단거리 ($= \sqrt{s^2 + d^2} - \frac{d_b}{2}$)

s : 철근간격

d : 균열면에서 철근 중심까지의 피복두께

d_b : 철근 직경

c_{nom} : 철근면까지의 최단길이

d_c : 압축영역의 높이

h : 단면의 높이

ε_m : $\varepsilon_1 - \left[\frac{3.8b_t h(a' - d_c)}{\varepsilon_s A_s (h - d_c)} \right] \left[\left(1 - \frac{M_q}{M_g} \right) 10^{-9} \right]$, ε_1 중 큰 값

ε_1 : 인장 선단에서의 변형률

b_t : 인장철근의 도심에서의 단면 폭

a' : 압축선단에서부터 균열면까지의 거리

M_g : 영구하중에 의한 모멘트

M_q : 활하중에 의한 모멘트

ε_s : 인장철근의 변형률

A_s : 인장철근의 면적

- (2) 인장을 받는 플랜지, 박스 빔의 인장부, 중공 슬래브에서 설계 균열 폭은 아래의 식을 통해 구한다.

$$\text{설계균열 폭} = 3a_{cr}\varepsilon_m \quad (5-73)$$

3.4 구조물의 유지관리 (maintenance, BS 6349-2:2010)

구조물의 내구성은 운영과 유지관리 전략에 따른 효과를 감안하여야 한다. 정기적인 유지관리가 불가능한 경우에는 구조물의 내구성 설계를 더욱 강화해야 한다. 구조물은 운영자의 유지능력에 맞게 설계되어야 한다. 만약 유지관리 전략이 확립되지 않은 경우에는 육상에서 쉽게 접근할 수 있는 구조물을 제외하고 구조물의 정기적인 유지관리가 되지 않는 것으로 간주한다.

5-2-3 사용성 설계

1. 처짐의 제한

1.1 일반사항

해양구조물, 특히 거대 안벽은 설계수명 동안의 변위가 매우 크게 발생할 수 있다. 따라서 적절한 Eurocode의(BS EN 1990~BS EN 1999) 기준에 따라 설계하여야 한다. 또한 배의 접안을 위해 안벽의 형상이 적절하게 유지되는지 또는 다른 운영 요구사항에 적합한지와 같은 장기적인 이동 현상에 대하여도 고려하여야 한다. 최종적으로 정렬된 크레인 레일 역시 운영 가능한 한계치를 유지하여야 한다. 만약 안벽의 이동이 한계를 넘어서는 경우, 크레인 레일을 안벽의 정면에 연결시켜 유지시키거나 크레인 레일을 조정하여 복구해야 하는 경우도 있다.

1.2 제티, 플랫폼, 크레인 레일

일반적인 고속도로 차량이나 화물 취급 장비를 위한 제티와 플랫폼의 변위는 다음 규정에 따라 제한된다.

- BS EN 1992-1-1:2004, 7.4절 콘크리트 구조물의 변위
- BS EN 1993-1-1:2005, 7.2절 강구조물의 변위, 해양구조물의 처짐은 표(5-38)을 사용한다.
- BS EN 1993-2:2006, C1.2.2 데크와 거더의 변위
- BS EN 1993-6:2007, 7.3 크레인 레일의 변위
note 1. 최초 설치 시에 BS ISO 12488-1의 class 2의 크레인이 오차 한계 이내인 경우로 제한하여 사용
- 각각의 경우에 맞도록 BS EN 1992-1-1과 BS EN 1993-1-1, BS EN 1993-2, BS EN 1993-6의 사용 한계상태를 사용

표(5-38) 해양구조물의 운영 시 변위 한계

Deflection type	Structure type	Deflection limit	Additional comment
Vertical deflections	Cantilevers	Length/180	For petrochemical or similar pipelines, use Length/200.
	Spanning beams	Span/200	Unless the beam supports special claddings or coatings requiring a more restricted deflection control. For petrochemical or similar pipelines, use Span/400.
Horizontal deflection	Tops of piled bents or columns	Height/300 with a maximum of 100 mm	—
Dynamic effects (for motions in vertical or horizontal direction)	Generally	Refer to BS EN 1990:2002 +A1:2005, Annex A2	—

1.3 석유화학 또는 유사한 물품 운송을 위한 파이프라인이 설치된 도교 (trestle)

석유화학 제품이나 유사한 물품을 운송하는 파이프라인 같이 민감한 항목이 설치된 트레슬의 경우 허용변위를 결정할 때에 다른 위험요소가 있는지 고려하여야 한다. 구조물의 변위는 표(5-38)을 따른다. 배치를 결정할 경우 온도와 침하에 의한 작용을 고려하여야 하며, 파이프라인은 불필요한 영향을 받지 않도록 트레슬에 연결되어야 한다. 그리고 파이프를 지지하는 크로스헤드의 변위차를 제한하여서 변위차가 다른 하중들과 조합되었을 때 파이프라인에 과열이 일어날 수 있는 추가응력이 발생하지 않도록 하여야 한다. 이런 변위는 하중 변화, 수평 풍하중, 온도 변화에 의해 유발되는 트레슬의 탄성변형에 의해 발생할 수 있다. 구조물과 석유화학 또는 유사한 물품을 운송하는 파이프라인은 변형의 제한과 파이프의 청소와 수리의 목적으로 액체를 배출시키기 위해 역변형(precamber)할 수 있다.

5-2-4 내진설계

1. 내진설계의 일반사항

1.1 No-collapse requirement

구조물에 지진이 발생하였을 경우, 구조물은 국부적으로 혹은 전체적으로 붕괴되지 않도록 설계되어야 한다. NCR(No-collapse requirement)은 T_L 의 평균 재현주기 동안 P_R 의 확률로 발생하거나 혹은 T_R 의 재현주기에 발생할 수 있는 지진을 기준으로 설계하며, 변수의 상관관계식은 아래와 같다.

$$T_{NCR} = -T_L / \ln(1 - P_{NCR}) \quad (5-74)$$

여기서,

T_{NCR} : T_R 의 No-collapse requirement (450년)

T_L : 평균 재현주기 (50년)

P_{NCR} : P_R 의 No-collapse requirement (10%)

위의 식과 변수는 Eurocode에서 추천하는 식과 값이지만 실제 영국은 low seismicity 지역이기 때문에 재현주기 450년은 거의 위험이 없는 재현주기가 된다. 따라서 영국지역에서는 재현주기를 450년이 아닌 2500년으로 설정하고 중요도계수(importance factor, γ_I)를 1.0으로 하도록 하고 있다. 그러나 PD6698에 의하면 site-specific하게 구하고자 하는 경우 Eurocode를 따르도록 명시하였고 실제 대부분의 설계지역이 영국이 아닌 다른 지역이기 때문에 Eurocode의 식을 따르도록 한다.

1.2 damage limitation requirement

구조물에 지진이 발생하였을 경우, 구조물은 구조물의 피해나 사용 불가능성으로 인한 손실이 구조물 자체의 비용보다 훨씬 큰 경우가 발생하지 않도록 설계하여야 한다. DLR(damage limitation requirement)의 상관관계식은 위에 언급된 NCR의 상관관계식과 동일하며, 변수의 값은 아래와 같다.

$$T_{DLR} = -T_L / \ln(1 - P_{DLR}) \quad (5-74)$$

여기서,

T_{DLR} : T_R 의 damage limitation requirement (95년)

T_L : 평균 재현주기 (10년)

P_{DLR} : P_R 의 damage limitation requirement (10%)

2. 지반등급 분류

지반은 지층학적 프로파일과 파라미터에 따라 A, B, C, D, E으로 분류되며, 표(5-39)와 같다. 지반의 분류는 기본적으로 전단파 속도(shear wave velocity, $v_{s,30}$)를 기준으로 분류하며 만약 전단파 속도를 이용하지 못하는 경우에는 N_{SPT} 의 값을 사용한다.

평균적인 전단파 속도($v_{s,30}$)는 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1, N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (5-75)$$

만약 지반이 특별한 지반등급인 S1과 S2에 하나 이상의 조건에 부합된다면 그 지반은 내진과 관련하여 특별한 연구가 필요하다.

표(5-39) 지반 등급 분류표

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

3. 탄성응답 스펙트럼(elastic response spectrum)

3.1 설계 지반가속도

설계 지반가속도(a_g)는 아래의 식을 통해 구한다.

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5-76)$$

여기서,

γ_I : 중요도 계수 (아래 3.2 중요도 계수 참조)

a_{gR} : 재현주기 T_R 일 때 지반가속도

3.2 중요도 계수(γ_I)

구조물의 중요도 계수는 인명의 손실, 안전, 사회적·경제적 손실에 따라서 표(5-40)과 같이 4등급

으로 분류된다. 표(5-40)에 따르면 잔교식 안벽에 대한 언급은 없으나 대부분의 잔교식 안벽의 경우, 사회 간접자본으로써 붕괴 시 경제적 손실이 크기 때문에 중요도 등급 III 또는 IV를 사용하는 것이 적절한 것으로 판단된다.

표(5-40) 중요도 등급표

중요도 등급	구조물 유형	중요도 계수(γ_I)
I	농업 구조물과 같이 공공의 안전에 영향을 거의 미치지 않는 구조물	0.8
II	일반적인 건축 구조물	1.0
III	학교, 회의장, 문화회관과 같이 지진으로 인한 붕괴의 관점에서 중요한 구조물	1.2
IV	병원, 소방서, 발전소와 같이 지진으로 인한 붕괴의 관점에서 상당히 중요한 구조물	1.4

3.3 수평 탄성응답 스펙트럼(S_e)

수평 탄성응답 스펙트럼(S_e)은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B &: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C &: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T \leq T_D &: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s &: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{5-77}$$

여기서, T_B , T_C , T_D : 표(5-41, 5-42) 참조

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55 \quad (\xi : \text{구조물의 damping ratio})$$

Eurocode에서는 지진의 표면파 규모(surface-wave magnitude)가 5.5 이상인 경우에는 type 1을 사용하고 5.5보다 작은 경우에는 type 2를 사용하도록 명시하고 있다.

표(5-41) type 1에 해당하는 수평 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

표(5-42) type2에 해당하는 수평 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

3.4 수직 탄성응답 스펙트럼(S_{ve})

수직 탄성응답 스펙트럼(S_{ve})은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) &= a_{vg} \cdot \eta \cdot 3.0 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned} \tag{5-78}$$

여기서, T_B , T_C , T_D , a_{vg} : 표(5-43) 참조

η : 3.3 수평 탄성응답 스펙트럼 절 참조

수직 탄성응답 스펙트럼에서 사용되는 type 1과 type 2의 분류는 3.3 수평 탄성응답 스펙트럼 절과 동일한 기준으로 분류한다.

표(5-43) 수직 탄성응답 스펙트럼의 파라미터

Spectrum	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Type 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2	0,45	0,05	0,15	1,0

4. 거동계수(behaviour factor)

거동계수(q)는 비탄성 구조해석의 도입을 방지하기 위하여 구조물의 부재나 혹은 다른 메커니즘을 통한 에너지의 소산을 응답스펙트럼을 기초로 하여 탄성적으로 해석하기 위한 계수이다. 거동계수는 부재의 재료나 구조물의 형태와 관련된 연성등급에 따라 다양하지만, 잔교식 안벽의 경우 구조물 분류상 교량의 형식에 가깝다. 또한 BS EN 1998-2:2005의 4.1.6에 따르면 깊은 물이나 큰 파일 캡의 아래에 있는 파일 부두와 같이 점검과 수리를 위한 접근이 용이하지 않은 구조물은 제한된 연성(limited ductile) 항목을 사용하도록 명시하고 있다. 표(5-44)는 교량의 거동계수를 표로 분류하였다.

표(5-44) 교량의 거동계수, q

Type of Ductile Members	Seismic Behaviour	
	Limited Ductile	Ductile
Reinforced concrete piers:		
Vertical piers in bending	1,5	3,5 $\lambda(\alpha_s)$
Inclined struts in bending	1,2	2,1 $\lambda(\alpha_s)$
Steel Piers:		
Vertical piers in bending	1,5	3,5
Inclined struts in bending	1,2	2,0
Piers with normal bracing	1,5	2,5
Piers with eccentric bracing	-	3,5
Abutments rigidly connected to the deck:		
In general	1,5	1,5
Locked-in structures (see. 4.1.6(9), (10))	1,0	1,0
Arches	1,2	2,0
<p>* $\alpha_s = L_s/h$ is the shear span ratio of the pier, where L_s is the distance from the plastic hinge to the point of zero moment and h is the depth of the cross-section in the direction of flexure of the plastic hinge.</p> <p>For $\alpha_s \geq 3$ $\lambda(\alpha_s) = 1,0$</p> <p>$3 > \alpha_s \geq 1,0$ $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$</p>		

5. 설계 스펙트럼(design spectrum)

5.1 수평 설계 스펙트럼(S_d)

수평 설계 스펙트럼(S_d)은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B &: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C &: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D &: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \\
 T_D \leq T \leq 4s &: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g
 \end{aligned} \tag{5-79}$$

여기서, $\beta : 0.2$

5.2 수직 탄성응답 스펙트럼(S_{vd})

수직 설계 스펙트럼(S_{vd})은 아래의 식을 이용하여 구한다.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & : S_{vd}(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D & : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_{vg} \\
 T_D \leq T \leq 4s & : S_{vd}(T) = a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_{vg}
 \end{aligned} \tag{5-80}$$

6. 지진하중의 조합

6.1 수평 지진하중의 조합

수평 지진하중의 조합은 아래의 식을 사용한다.

$$\begin{aligned}
 & E_{Edx} + 0.3E_{Edy} \\
 & 0.3E_{Edx} + E_{Edy}
 \end{aligned} \tag{5-81}$$

여기서,

E_{Edx} : x축으로 발생하는 지진하중

E_{Edy} : y축으로 발생하는 지진하중

6.2 수직 지진하중의 조합

만약 수직 지진하중이 0.25g보다 큰 경우 아래의 구조물은 수직 지진하중을 포함하여 내진설계를 하여야 한다.

- (1) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 구조물의 부재가 20m 이상인 경우
- (2) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 캔틸레버 부재가 5m 이상인 경우
- (3) 수평이거나 혹은 수평에 가까운 프리스트레스 부재
- (4) 빔을 지지하는 기둥
- (5) 기초가 독립된 구조물

수직 지진하중의 조합은 아래의 식을 사용한다.

$$\begin{aligned}
 & E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \\
 & 0.3E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3E_{Edz} \\
 & 0.3E_{Edx} + 0.3E_{Edy} + E_{Edz}
 \end{aligned} \tag{5-82}$$

여기서, E_{Edz} : z축으로 발생하는 지진하중

7. 시간이력 해석(time-history analysis)

7.1 일반사항

지진운동은 지반가속도의 시간이력과 속도 및 변위와 같은 관련된 양으로 표현할 수 있다. 설계상에 구조물의 공간모형(spatial model)이 필요한 경우, 지진운동은 동시에 작용하는 세 가지의 지진파(accelerograms)를 조합하여 사용할 수 있다. 설계의 적용조건과 정보가 실제로 적용 가능한 경우, 지진운동은 인공지진파(artificial accelerograms)나 혹은 기록 또는 모의 지진파(recorded or simulated accelerograms)를 사용하여 기술할 수 있다.

7.2 인공지진파

인공지진파는 인공지진파의 시간이력이 5%의 감쇠율을 적용한 탄성응답 스펙트럼에 부합하도록 생성하여야 한다. 만약 대상 부지의 데이터를 사용하지 못하는 경우, 최소 시간이력 T_s 는 10초로 한다. 인공지진파는 다음의 규칙을 따라야 한다.

- (1) 최소 세 가지의 지진파를 사용하여야 한다.
- (2) 주기가 0일 때의 평균 가속도 값은 대상 부지의 $a_g \cdot S$ 보다 작아서는 안 된다.
- (3) 지진파가 작용하는 방향으로 구조물이 갖는 기본주기를 T_1 이라 할 때 $0.2T_1$ 과 $2T_1$ 사이의 주기에서, 모든 시간이력으로부터 계산된 평균 5% 감쇠율을 갖는 탄성 스펙트럼의 값은 5% 감쇠율을 갖는 탄성응답 스펙트럼의 90%보다 작아서는 안 된다.

7.3 기록, 모의지진파

대상 부지에서 기록된 지진파나 혹은 진앙과 이동경로의 메커니즘을 모의 해석하여 생성된 지진파는 원 지진파의 형태나 대상 부지의 지반조건에 알맞게 생성되어야 한다. 지진파의 크기는 고려하는 영역에 $a_g \cdot S$ 의 값에 맞게 규모를 조정한다.

[참고문헌]

- 1) Building Research Establishment, Alkali Aggregate Reaction in Concrete, BRE Digest 363
- 2) Comite Euro-international DU Beton (CEB) (1989), Design Guide, Durable Concrete Structures,
- 3) Concrete Society(1996), Concrete Society Discussion Document CS109 - Developments in Durability Design and Performance-based Specification of Concrete, Slough
- 4) Concrete Society(1996), Developments in Durability, Design and Performance Testing, Special Publication 109, Slough
- 5) Department for Communities and Local Government(2006), Guide to the Use of EN 1990 Basis of Structural Design
- 6) Lawrence Martin, John Purkiss(2006), Concrete Design to EN 1992. Elsevier
- 7) L. Gardener, D. A. Nethercot(2004). Designer's Guide to EN 1993-1-1, Eurocode 3, Design of Steel Structures, General Rules and Rules for Buildings, Thomas Telford
- 8) Permanent International Association of Navigation Congress(PIANC) (1997), Recommendations for the Construction of Breakwaters with Vertical and Inclined Concrete walls
- 9) Rautaruukki Oyj. Hannu Vainio(2000), Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections, Ruukki
- 10) R. S. Narayanan, A. Beeby(2005), Designer's Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2, Eurocode 2, Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design, Thomas Telford
- 11) The Concrete Centre(2010), Worked Examples to Eurocode 2

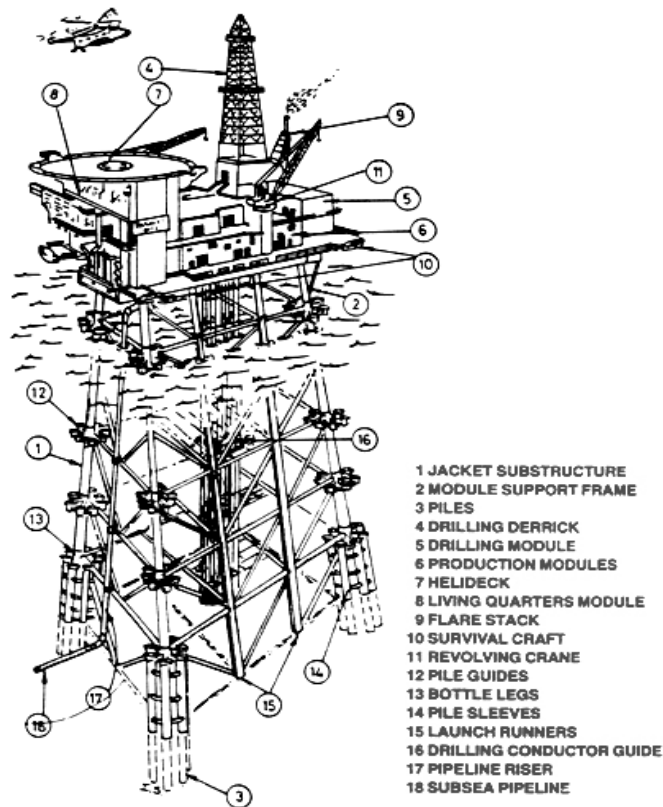
제 6 장 해상 자켓구조물

국내에서는 해상 자켓구조물의 설계에 대한 명확한 설계기준이 정립되어 있지 않은 관계로 국내·외 해양구조물 설계기준 및 시공 사례를 조사하여 비교·분석 후 자켓식 구조물에 대한 설계기준에 및 시방사항을 제시한다.

6-1 해상자켓구조물 설계일반

1. 자켓구조물 정의

항만 접안시설 (breasting dolphin) 및 하역시설 (unloading platform)을 지지하거나, 해상플랫폼 (offshore platform)의 데크(deck) 및 상부 모듈(module)을 지지하는 하부 구조물로서 해저면까지의 steel truss(주로 tubular 부재 사용)로 구성되어 여러 개의 말뚝에 힘이 동시에 작용하도록 엮어주는 역할을 하며, 상부 platform은 말뚝 기초와 자켓(jacket), 그리고 자켓구조물 상부에 설치되어지는 데크 구조물 및 각종 부속물들로 이루어진다.



그림(6-1) 자켓구조물 정의

2 국내외 자켓구조물 설계기준 및 지침

2.1 고정식 자켓구조물의 설계기준

- API RP 2A (LRFD) : planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 2007
- API RP 2A (WSD) : planning, designing and constructing fixed offshore platforms, 2007
- API RP 2T : planning, designing and construction tension leg platforms, 2010
- DNV-OS-J101 : design of offshore steel structures, general(LRFD), 2008
- DNV-OS-J101 : design of offshore wind turbine structures, 2011
- DNV-OS-J201 : offshore substations for wind farms, 2009
- Norsok standard N-001 : integrity of offshore structures
- Norsok standard N-003 : action and action effects
- Norsok standard N-004 : design of steel structures
- IEC 61400-1 : design requirements, 2005
- IEC 61400-3 : design requirements for offshore wind turbines, 2009
- CIGRE-483 : guidelines for the design and construction of AC offshore substations for wind power plants

2.2. 철판 구조물의 설계기준

- AISC : specification for design, fabrication and erection of structural steel of buildings
- AWS D1.1 : structural welding code
- ASCE 7-98 : minimum design loads for building and structures
- ASTM : application of materials specified in civil/structural specification
- UBC : uniform building code

2.3. 국내 관련 설계기준

- 고정식 해양구조물 기준 (한국선급)

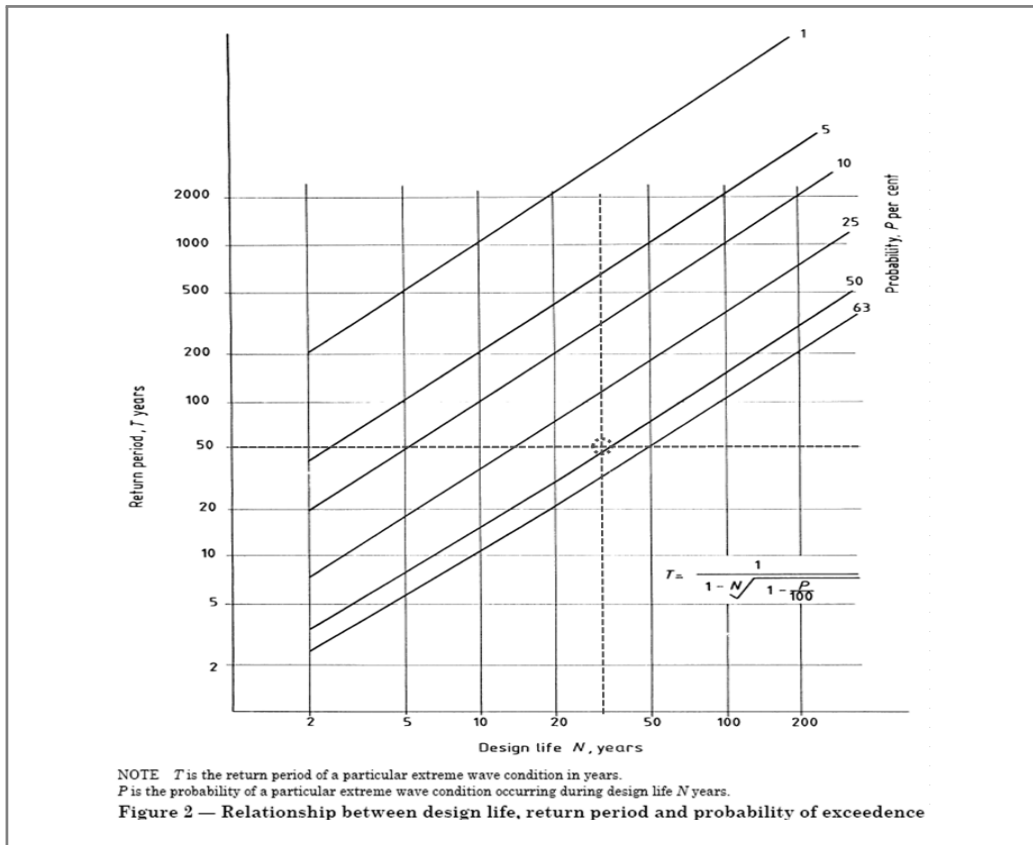
3. 자켓구조물 설계수명

3.1 설계수명

- 해상 자켓구조물의 내구연한(design service life)은 열악한 해양환경 하에서 구조물의 기능과 충분한 운영이 가능한 기간으로 중요도에 따라 design life가 결정된다.
- 해상 자켓구조물의 내구연한을 결정하기 위하여 해외의 해상 자켓구조물 및 풍력단지의 관련문헌과 건설사례를 조사하여 비교·분석한 결과, 구조물 설계수명은 해상 지지 구조물의 설계수명인 30~50년을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

3.2 환경하중 재현빈도

- 환경하중의 재현빈도(return period)는 구조물의 설계수명과 구조물의 사용 중 발생할 수 있는 환경하중의 빈도분석에 의하여 산정할 수 있으며, 구조물 설계수명, 환경하중 재현빈도 및 환경하중 초과 확률의 관계는 다음과 같다.
- 해상 자켓구조물에는 구조물 설계 수명 50년에 대하여 발생초과확률 약 39%를 적용하여 환경하중의 재현빈도를 100년으로 적용하기를 제안한다.



그림(6-2) 설계 수명 및 발생 확률 분포도

4. 설계기준별 하중계수 및 저항능력

고정식 해양구조물 (offshore fixed jacket structure)에 대한 구조해석 및 설계의 적정성을 검토하기 위하여 해외에서 널리 적용하고 있는 설계기준인 API-RP-2A의 허용응력 설계법(WSD), 하중저항계수 설계법(LRFD) 및 LRFD에 근거한 DNV의 해석기준이 적용되며, 기준별 영역검토 비교 및 적용 하중계수/저항계수는 다음과 같다.

4.1 설계기준별 응력검토 비교표

표(6-1) 설계기준별 응력검토 비교표

stress	API-WSD	API-LRFD	DNV-LRFD
axial tension	3.2.1 $F_t = 0.6 \cdot F_y$	D.2.1 $f_t \leq \phi_t F_y \quad \phi_t = 0.95$	6.3.2 $N_{sd} \leq N_{tR,d} = A f_y / \gamma_m \quad \gamma_m = 1.15$
axial compression	3.2.2.1 - column buckling $F_a = ((1 - (kl/r)^2) F_y) / (5/3 + 3(kl/r)/8 C_c - (kl/r)^3/8 C_c^3)$ for $kl/r < C_c$ $F_a = 12\pi^2 E / 23(kl/r)^2$ for $kl/r > C_c$ - local buckling elastic local buckling stress $F_{xe} = 2 C E t / D$ inelastic local buckling stress $F_{xc} = F_y (1.64 - 0.23(D/t)^{1/4}) \leq F_{xe}$ $F_{xe} = F_y$ for $D/t \leq 60$	D.2.2 $f_c \leq \phi_c F_{cn} \quad \phi_c = 0.85$ - column buckling $F_{cn} = (1 - 0.25 \lambda^2) F_y$ $\lambda < 21/2$ F_y / λ^2 $\lambda \geq 21/2$ $\lambda = [K L / \pi r] (F_y / E)^{1/2}$ F_y in above equation is lesser of F_{xe}, F_{xc} , or F_y - local buckling elastic local buckling stress $F_{xe} = 2 C_x E (t/D)$, $C_x = 0.3$ $D/t < 300$ inelastic local buckling stress $F_{xc} = F_y [1.64 - 0.23(D/t)^{1/4}]$ $D/t > 60$ $F_{xc} = F_y$ $D/t \leq 60$	6.3.3 $N_{sd} \leq N_{cR,d} = A f_c / \gamma_m$ $\gamma_m = 1.15$ $\lambda < 0.5$ $\gamma_m = 0.85 + 0.6 \lambda_s$ $0.5 \leq \lambda \leq 1.0$ $\gamma_m = 1.45$ $\lambda < 1.0$ $\lambda_s = \phi_{csd} (f_y / f_{cle})^{1/2} / f_{cl} + (\phi_{psd} / f_h)^2 (f_y / f_{he})^{1/2}$ $f_c = (1 - 0.28 \lambda^2) f_y$ $\lambda < 1.34$ $0.9 f_y / \lambda^2$ $\lambda > 1.34$ $\lambda = kl / \pi i (f_{cl} / E)^{1/2}$ f_{cl} in above equation is given by lesser of expressions below local buckling $f_{cl} = f_y$ $f_y / f_{cle} \leq 0.17$ $f_{cl} = (1.047 - 0.274 f_y / f_{cle}) f_y$ $0.17 < f_y / f_{cle} < 1.911$ $f_{cl} = f_{cle}$ $f_y / f_{cle} > 1.911$ $f_{cle} = 2 C_e E t / D$ $C_e = 0.3$
bending	3.2.3 $F_b = 0.75 F_y$ for $D/t \leq 1,500 / F_y$ $F_b = (0.84 - 1.74 F_y D / E t) F_y$ for $1,500 / F_y < D/t \leq 3,000 / F_y$ $F_b = (0.72 - 0.58 F_y D / E t) F_y$ for $3,000 / F_y < D/t \leq 300$	D.2.3 $f_b \leq \phi_b F_{bn} \quad \phi_b = 0.95$ $F_{bn} = (Z/S) F_y$ $D/t \leq 10340 / F_y (F_y \text{ in MPa})$ $F_{bn} = [1.13 - 2.58 F_y D / E t] (Z/S) F_y$ $10340 / F_y < D/t \leq 20680 / F_y$ $F_{bn} = [0.94 - 0.76 F_y D / E t] (Z/S) F_y$ $20680 / F_y < D/t \leq 300$ Z : plastic section modulus S : elastic section modulus	6.3.4 $M_{sd} \leq M_{Rd} = f_m W / \gamma_m$ see above for γ_m $f_m = (Z/W) F_y$ $f_y D / E t \leq 0.0517$ $f_m = [1.13 - 2.58 F_y D / E t] (Z/W) F_y$ $0.0517 < f_y D / E t \leq 0.1034$ $f_m = [0.94 - 0.76 F_y D / E t] (Z/W) F_y$ $0.1034 < f_y D / E t \leq 120 f_y / E$ $W = (\pi/32) [D^4 - (D - 2t)^4] / D$ $Z = [D^3 - (D - 2t)^3] / 6$
shear	3.2.4 beam shear $f_v = V / 0.5 A$ torsional shear $f_{vt} = M_t (D/2) / I_p$	D.2.4 beam shear $f_v \leq \phi_v F_{vn} \quad f_v = 2V/A \quad \phi_v = 0.95$ $F_{vn} = F_{vtn} = f_y / 3^{1/2}$ torsional shear $f_{vt} \leq \phi_{vt} F_{vtn} \quad f_{vt} = M_{vt} D / 2 I_p$	6.3.5 beam shear $V_{sd} \leq V_{Rd} = 0.5 A f_y / (31/2 \gamma_m)$ $\gamma_m = 1.15$ torsional shear $M T_{sd} \leq 2 I_p f_y / (D 31/2 \gamma_m)$ $\gamma_m = 1.15$
tension and bending	3.3.2 $f_a / 0.6 F_y + (f_{bx}^2 + f_{by}^2)^{0.5} / F_b \leq 1.0$	D.3.1 $1 - \cos[(\pi/2) f_t / (\phi_t F_y)] + [f_{by}^2 / f_{bz}^2]^{0.5} / \phi_b F_{bn} \leq 1, \quad \phi_t = \phi_b = 0.95$	6.3.8.1 $(N_{sd} / N_{tR,d}) 1.75 + (M_{ysd}^2 + M_{zsd}^2)^{1/2} / M_{Rd} \leq 1.0$
compression and bending	3.3.1 $f_a / F_a + C_m (f_{bx}^2 + f_{by}^2)^{0.5} / (1 - f_a / F_e') F_b \leq 1.0$	D.3.2 $f_c / (\phi_c F_{cn}) + \{ [C_m f_{by} / (1 - f_c / (\phi_c F_{ey}))]^2 + [C_m z f_{bz} / (1 - f_c / (\phi_c F_{ey}))]^2 \}^{0.5} / (\phi_b F_{bn}) \leq 1$, and $1 - \cos[(\pi/2) f_c / (\phi_c F_{xc})] + [f_{by}^2 / f_{bz}^2]^{0.5} / (\phi_b F_{bn}) \leq 1$ $F_c < \phi_c F_{xc} \quad \phi_c = 0.85, \phi_b = 0.95$	6.3.8.2 $N_{sd} / N_{cR,d} + 1 / M_{Rd} \{ [C_m y M_{ysd} / (1 - N_{sd} / N_{ey})]^2 + [C_m z M_{zsd} / (1 - N_{sd} / N_{ez})] \}^{0.5} \leq 1.0$, and $N_{sd} / N_{cR,d} + (M_{ysd}^2 + M_{zsd}^2)^{1/2} / M_{Rd} \leq 1$ $N_{cR,d} = f_{cl} A / \gamma_m$ $N_{ey} = \pi^2 E A / (kl/i)^2$ $N_{ez} = \pi^2 E A / (Kl/i)^2$ K and C_m from table 6-2

4.2 설계기준별 하중계수 및 저항응력

각각의 설계기준에서 규정하고 있는 대표적인 하중계수 및 저항응력은 다음과 같다.

표(6-2) 설계기준별 하중계수 및 저항계수

code	condition	load combination		resistance stress
		dead	environ.	
API RP 2A (WSD)	operation	1.0	1.0	$f_a = \frac{f_y}{S.F}$
	extreme	1.0	1.0	1/3 increase of f_a : f_a - 허용응력
API RP 2A (LRFD)	operation	1.3	1.2	$f_r = \phi f_y (\frac{Z}{S})$ f_y - 항복응력 $\phi=0.85$ - axial $\phi=0.95$ - bending
	extreme	1.1	1.35	
DNV (LRFD)	operation	1.0	1.3	$f_r = \frac{f_y}{\gamma} (\frac{Z}{S})$ $\gamma=1.15$ ($\phi=0.87$)
	extreme	1.0	1.3	

4.3 설계기준 적용성 검토

- API에서 수행한 설계법의 연구·비교와 자켓구조물에 대한 구조해석 및 code별 응력비에 대한 비교·검토에 의하면, gravity 하중이 지배하중일 시에는 WSD에 의한 설계법이 더 보수적으로 평가되며, 환경하중이 지배하중일 시에는 LRFD에 의한 설계법이 더 보수적인 것으로 조사되었다. (API-RP-2A-LRFD section Comm. 5.0). 이는 LRFD의 설계법에서 환경하중이 갖는 불확실성에 대하여 더욱 큰 하중 Factor를 적용함에 기인하는 것으로 판단된다.
- 아울러, 설계방법에 있어서는 LRFD 설계법이 세계적인 추세이며, 하중 계수 안전율의 결정을 발생확률에 기초한 구조신뢰성 이론에 의거하여 보정함으로써 보다 합리적인 설계법인 LRFD 설계법을 적용하기를 제안한다.
- 해상 자켓구조물 설계의 적용코드로는 현재 해양구조물 설계에 많은 설계에 적용되었고, 특히 불확실한 해양환경하중에 대하여 더욱 큰 하중증가계수를 적용하는 API-RP-2A-LRFD를 main code로 적용하며, 부분적으로 DNV-LRFD code를 참고하기를 제안한다.

5. 자켓구조물 재료기준

5.1 강재의 분류

- 해상 자켓구조물에 적용되는 강재는 API-RP-2A에서 strength level과 welding 특성에 따라 steel group과 class의 특성에 따라 platform의 각 요소에 적절한 steel을 선택하여 설계하여야 한다.

5.1.1 steel group

- group I : 항복강도가 40ksi(280MPa) 미만인 mild steel로 아래의 carbon equivalent가 일반적으로 0.4%이하이다. 또한 AWS D1.1의 어떠한 welding process도 적용 가능하다.
- group II : 항복강도가 40ksi(280MPa)부터 52ksi(360MPa)까지로 group I 과 groupⅢ의 중간이며, carbon equivalent는 0.45%정도이다. 용접은 low hydrogen welding process를 사용하여야 한다.
- group III : 항복강도가 52ksi(360MPa) 이상인 고강도강(high strength steel)으로 아래사항에 대한 검토가 이루어져야 한다.
 - weld-ability와 special welding process의 사용 필요성
 - higher working stress에 의한 fatigue
 - notch toughness

5.1.2 steel classes

- class A : 빙점 이하의 온도에서 사용하기 적당하며 위의 조건들 보다 심각한 조건으로 인하여 아주 높은 notch toughness가 요구될 때 사용한다. 아주 심한 경우에는 가장 낮은 예상 작업온도 보다 36°F~54°F(20℃~30℃)만큼 낮은 온도 하에서 charpy test를 요구하기도 하는데 보통 class A steel은 -4°F에서 -40°F(-20℃~-40℃)까지의 범위에서 class B에서 나타낸 정도의 charpy V-notch energy를 가지게 된다. 이러한 높은 notch toughness는 큰 결함으로 부터의 brittle fracture를 방지하며 crack의 진전을 막아주게 된다.
- class B : 두께, 냉간가공, 구속조건, 응력집중, 충격하중 및 redundancy 부족 등으로 인하여 좀 더 높은 notch toughness가 요구될 때 사용한다. 온도가 50°F에서 32°F(10℃~0℃)까지의 범위에서 group I steel의 경우는 15ft·lbs 정도의 charpy V-notch energy를 가져야 하며, group II steel의 경우는 25ft·lbs 정도의 charpy V-notch energy를 가져야 한다.
- class C : 빙점 이상의 온도에서 사용되며 충격시험의 규정화가 필요치 않다. 이러한 steel은 제한된 두께, 크지 않은 응력집중, quasi-static loading과 structure redundancy가 충분해서 한 부재의 파괴가 전체구조물에 크게 영향을 미치지 않는 조건하에서 사용된다. 예로서는 piling, jacket braces & leg, deck beam & leg 등이다.

5.2 강재 규격

- 구조강의 형태에는 I-beam, angle, channel과 같은 structural shape와 plate, pipe 등이 있다. API-RP-2A에서는 structural shape & plate pipe로 나누어 yield strength와 tensile strength에 따른 여러 종류의 steel을 앞 절의 steel group과 class로 분류함으로써 설계자가 쉽게 알맞은 steel을 선택하여야 한다.

5.2.1 structural steel plates and shapes

- 규정하는 두께 이상의 steel을 사용할 경우에는 steel 분류 group III의 사항들에 대한 검토가 이루어져야 한다.

5.2.2 structural steel pipe

- 특별한 경우를 제외하고는 seamless 또는 welded pipe를 사용하여야 하며 plate로 pipe를 제작할 때는 steel plate에 대한 규격을 적용하여 API. Spec 2b, ASTM A139, ASTM A252, ASTM A381 또는 ASTM A671에 따라 제작하여야 한다.

표(6-3) structural steel shapes

Group	Class	ASTM Specification & Grade	Yield Strength		Tensile Strength	
			ksi	MPa	ksi	MPa
I	C	ASTM A36 (to 2 in. thick)	36	250	58-80	400-550
		ASTM A131 Grade A (to 1/2 in. thick)	34	235	58-80	400-550
I	B	ASTM A709 Grade 36T2	36	250	58-80	400-550
II	C	ASTM A572 Grade 42 (to 2 in. thick)*	42	290	60 min.	415 min.
		ASTM A572 Grade 50 (to 2 in. thick; S91 required over 1/2 in.)*	50	345	65 min.	450 min.
II	B	ASTM A709 Grades 50T2, 50T3	50	345	65 min.	450 min.
		ASTM A131 Grade AH32	45.5	315	68-85	470-585
		ASTM A131 Grade AH36	51	350	71-90	490-620

*Maximum Vanadium Level Permitted = 0.10% V.

표(6-4) structural steel pipe

Group	Class	Specification & Grade	Yield Strength		Tensile Strength	
			ksi	MPa	ksi	MPa
I	C	API 5L Grade B*	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A53 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A135 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A139 Grade B	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A500 Grade A (round)	33	230	45 min.	310 min.
		(shaped)	39	270	45 min.	310 min.
		ASTM A501	36	250	58 min.	400 min.
I	B	ASTM A106 Grade B (normalized)	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A524 Grade I (through 3/8 in. w.t.)	35	240	60 min.	415 min.
		Grade II (over 3/8 in. w.t.)	30	205	55-80	380-550
I	A	ASTM A333 Grade 6	35	240	60 min.	415 min.
		ASTM A334 Grade 6	35	240	60 min.	415 min.
II	C	API 5L Grade X42 2% max. cold expansion	42	290	60 min.	415 min.
		API 5L Grade X52 2% max. cold expansion	52	360	66 min.	455 min.
		ASTM A500 Grade B (round)	42	290	58 min.	400 min.
		(shaped)	46	320	58 min.	400 min.
		ASTM A618	50	345	70 min.	485 min.
II	B	API 5L Grade X52 with SR5 or SR6	52	360	66 min.	455 min.
II	A	See Section 8.2.2				

*Seamless or with longitudinal seam welds.

5.3 재료 기준

5.3.1 강구조 재료기준

- 모든 강구조 재료는 다음의 재료기준에 따라 설계하여야 한다.

표(6-5) structural material properties

구 분	ASTM or API standards	
	mild steel	high strength steel
deck plate, beams, angles, channels, tees, and misc. shapes cut form plate	ASTM A36 SWS 400	-
plate girder flanges	ASTM A36	ASTM A572 Gr.50
plate girder webs	ASTM A36	ASTM A572 Gr.50
deck columns	ASTM A36 API 5L Gr.B	API 2H Gr. 42 ASTM A537 Class 1
mill manufactured pipes	ASTM A53 Gr. B	API 5L Gr. X42, X52
piles & skirt pile sleeves	ASTM A36	API 2H Gr. 42
jacket leg sections	ASTM A36	API 2H Gr.42
jacket leg joint cans and deck column joint cans	-	API 2H Gr. 42 or 50 (through THK. properties)
pad-eyes	ASTM A36	API 2H Gr. 42 or 50

5.3.2 용접용 강재강도 기준

- 구조물 제작에 사용되는 강재의 강도는 다음의 강재재료 기준을 만족하여야 한다.

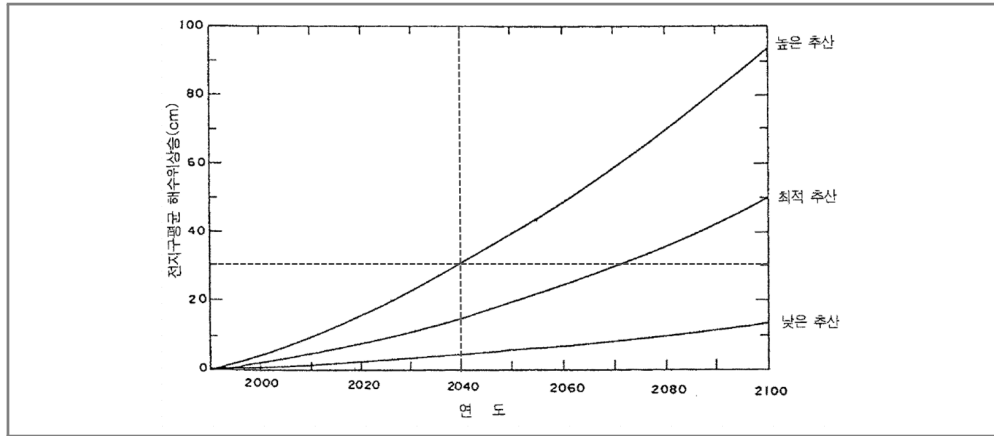
표(6-6) structural material properties

group	steel specification		minimum yield point/strength		tensile range	
			Ksi	MPa	Ksi	MPa
I	ASTM A36	-	36	250	58~80	400~550
	API 5L	grade B	35	240	60~	415~
	ASTM A106	grade B	35	240	60~	415~
	ASTM A131	grade A, B, CS, D, DS, E	34	235	58~71	400~490
	SWS 400	-	35	240	58~80	410~550
II	ASTM A588	(4"and under)	50	345	70~	485~
	API 2H	grade 42	42	290	62~80	430~550
		grade 50	50	360	70~	485~
	API 5L	grade X52	52	360	66~72	495~455
III	ASTM A572	grade 60	60	415	75~	515~

6. 해양 환경 조건

6.1 설계 조위 및 기준면

- 설계 조위면의 산정에는 항만 및 어항설계기준에서 제시하고 있는 지구 온난화에 따른 장기적인 평균해면의 상승량을 추가로 고려한다.



그림(6-3) 설계수명 25년에 대한 장기적인 평균해면 상승량도

- 해상 자켓구조물 설계에 사용되는 설계조위는 대조 시 천문조, 태풍 시 기상조(storm surge)와 온난화에 따른 해수면 상승높이의 합으로 나타나고, 이로부터 boat landing의 높이, splash zone, marine growth 적용 위치 및 구조물의 천단고 등을 결정하여야 한다. 설계수준면(datum level)은 약최저저조위(approx. L.L.W)를 기준으로 한다.

6.2 설계 풍속

- 설계풍속은 구조물이 설치될 장소에서 측정된 풍속 통계자료나 storm의 예상풍속 분포도를 통하여 결정된다.
- 지구온난화에 따른 기후변화를 고려해 볼 때 실측 10분 평균풍속에 의한 설계풍속을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.
- 국내외 해상구조물 설계에 대한 바람의 지속시간에 대한 적용은 다음과 같다.
 - 3 sec gust wind : maximum wind load for individual member design
 - 1 min. sustained wind : deck superstructure design
 - 1 hour sustained wind : jacket substructure design
- 풍력산정은 다음의 기준에 의하여 산정한다.

$$F = \begin{cases} 0.6055 V^2 C_s A & (\text{국제 단위계}) \\ 0.0617 V^2 C_s A & (\text{MKS 단위계}) \end{cases} \quad [\text{API RP2A : formula 2.3.2-8}]$$

여기서,

- F : 풍력 (kN)
 V : 풍속 (m/sec)
 C_s : 형상계수 (shape factor)
 A : 대상면적 (m²)

- 형상계수
 - 일반부재 (H-beam) : 1.5
 - 건물의 측면 (side of building) : 1.5
 - 원통 단면 (cylindrical section) : 0.5
 - 플랫폼의 모든 투영면(overall projected area of platform) : 1.0

6.3 설계 조류속

- 조류는 수면 아래에 위치한 하부부재에 하중을 전달하므로 고정식 구조물 설계 시 중요한 요소이며 다음과 같이 조류를 분류할 수 있다.
 - major ocean surface currents(wind driven current) : 해양에서 연중 거의 같은 방향과 속도를 가진 current를 말하며 predominating world wind systems에 의해 발생하므로 이는 대기의 유동과의 대규모 작용이라고 생각할 수 있다.
 - deep-running primary ocean currents : 온도차나 염도차에 의해 밀도차가 발생하고, 밀도차에 의해 생긴 current를 말한다.
 - turbidity currents : underwater landslide에 의해 바닥의 sediment와 바닷물의 혼합으로 인해 국부적으로 밀도가 증가하기 때문에 발생하는 current이다.
 - nearshore currents(littoral currents) : 해변에 부서지는 파에 의해 발생하는 current(longshore current)와 파의 작용에 의해 해안 쪽으로 밀려온 해수를 바다 쪽으로 밀어 보내는 current(rip current)가 속한다.
 - tidal currents : tide의 수직승강(rise & fall)과 관련된 물의 수평방향 흐름이다.

6.4 설계 파고 산정

6.4.1 설계 파고 선정

- 해상 자켓구조물의 지형특성을 고려한 파랑변형 수치해석에 의한 설계파랑을 비교·분석하여 구조물 설계에 적용할 설계파랑을 추정하여 적용한다.

6.4.2 설계 파이론 선정

- 물입자의 운동방정식은 경계조건과 초기조건하에서 파랑에너지를 계산하여 속도 potential을 구하게 된다. 이중에서 자유표면 경계조건이 비선형인 관계로 여러 근사해가 가능해지고 따라서 여러 파랑이론이 개발되었다. 파랑이론은 다음과 같다.

(1) airy 파

- 파고가 파장이나 수심보다 훨씬 작다는 가정 하에 자유표면 경계조건을 선형화하여 일차항까지만 해를 구한 것이다. airy 파는 물입자의 운동이 폐쇄궤도를 형성하여 질량수송이 생기지 않는다. 그리고 입자 가속도에 있어서 고차이론과 큰 차이가 없기 때문에 inertia force가 지배적인 콘크리트나 대형구조물에 작용하는 파력을 구하는데 편리하다.

(2) stokes 파

- 비선형 경계조건을 고차 항까지 고려하여 운동방정식의 해를 구함으로써 파봉이 더 뾰족하고 파곡이 상대적으로 평평해 실제 해양 파에 더 가까운 파형을 얻을 수 있다. 또 물입자의 운동이 개방궤도를 따르기 때문에 약간의 질량수송이 발생한다. stokes 파는 입자속도를 더 잘 표현하기 때문에 drag force가 지배적인 강재 구조물 설계에 많이 쓰인다.

(3) stream function

- airy 파나 stokes 파와는 달리 속도 potential 함수를 풀지 않고 stream function으로 계산하게 된다. stream line을 가로지르는 흐름이 없다고 가정하면 자유표면과 같은 stream line을 따라 stream function은 일정해진다. 이것을 컴퓨터로 근사해를 구하면 넓은 범위에 걸쳐 비선형 항들을 잘 표현하는 효과적 파형을 얻을 수 있다.

(4) cnoidal 파

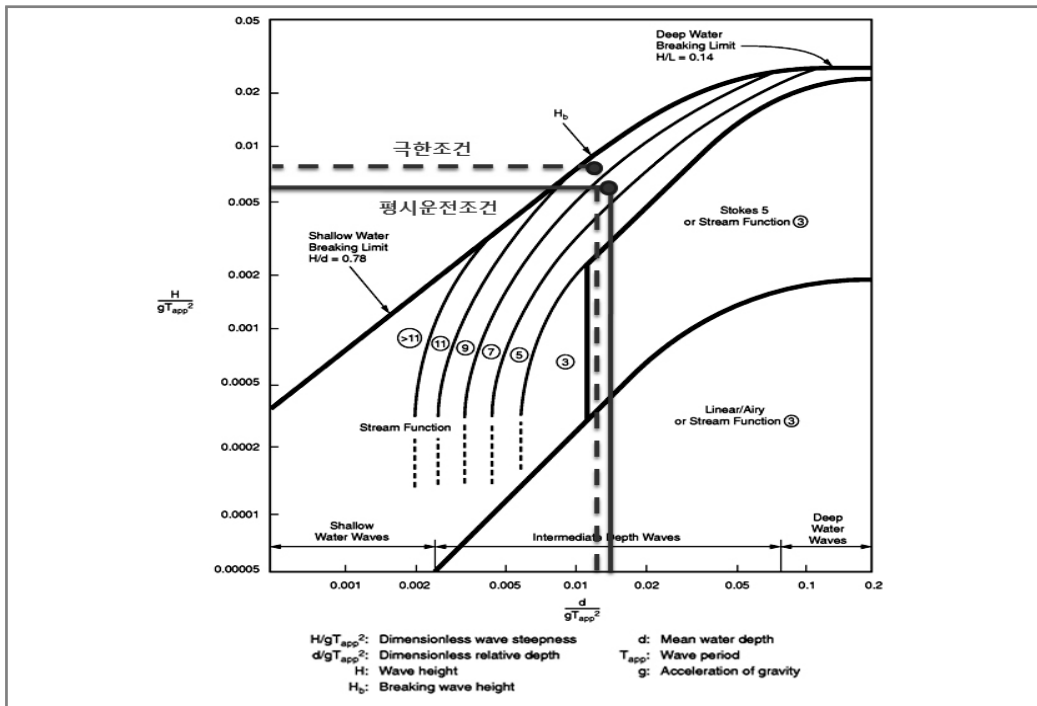
- 천해에서는 airy 파나 stokes 파와 같은 심해파가 부정확해진다. 왜냐하면 수심의 영향이 커서 더 이상 무시할 수 없기 때문이다. cnoidal 파는 stokes 파에 부가하여 수심의 효과를 근사적으로 푸는 것이기 때문에 수심에 대한 파고비(H/d)가 어느 한계이상으로 작아지면 stokes 파가 된다.

(5) solitary 파

- cnoidal 파가 천해의 한계까지 접근하면 solitary 파가 된다. 이 때 파형은 파형전체가 표준해수면 위로 올라오고, 파곡은 완전히 평평해져 파장과 주기가 무한대인 하나의 이동하는 파형처럼 된다. solitary 파는 지진해일과 같은 대형파, 천해에서의 쇄파 등에 적합하다.

(6) 적절한 파랑이론의 선택

- API RP 2A에서 추천한 파 이론을 산정에 의하여 stream function 파이론을 적용하여 파랑에너지치를 산정한다.



그림(6-4) 설계파 이론 적용

6.4.3 연중 파고 데이터

- 피로해석에서는 구조물의 설계수명기간에 발생하는 연중 파랑에 의한 피로의 중첩에 의한 구조물의 피로수명을 검토하게 되므로 피로해석을 위해서는 연중파랑의 파고별 파향별 발생빈도 (annual wave exceedance data)를 추정하여 적용한다.

6.5 wave kinematic factor

- API RP 2A-LRFD에서 wave kinematic factor에 대하여 tropical storms일 경우 0.85~0.95, extra-tropical storms일 경우 0.95~1.00으로 규정하고 있다.

6.6 항력계수와 관성계수

- API RP 2A-LRFD C.3.2.7에서 제안하는 항력계수와 관성계수, 즉 C_d 와 C_m 은 부드러운 표면에 대해서는 0.65와 1.6이며, 거친 표면에 대해서는 1.05와 1.2를 적용한다.

표(6-7) 항력계수와 관성력계수

강관 표면	C _d (항력계수)		C _m (관성력계수)	
	in-place	fatigue	in-place	fatigue
부드러운 표면	0.65	0.50	1.60	2.00
거친 표면	1.05	0.80	1.20	2.00

6.7 해수침범지역(splash zone)

- 본 대상수역의 해수침범지역의 산정은 DNV-OS-J101에 따라 저극조위 아래로 유의파고의 40%에 해당하는 높이로부터 고극조위 위로 유의파고의 60% 높이에 해당하는 높이까지의 범위에 대하여 산정해야 한다.
- 파고에 의해 해수의 침범을 받는 구조물 외부의 구역으로 해수 침범지역의 설정은 구조해석 시 두께감소 효과를 적용하고, 또한 도장사양 결정시 중요한 근거가 된다.

6.8 해양 수서생물(marine growth)

- 해양수서생물이란 해양구조물이 물에 잠겨있는 표면에 여러 생물개체들이 축적되는 것을 말하며 구조물에 대해 다음과 같은 영향을 끼친다.
 - surface roughness를 늘려 drag force가 커진다.
 - project area와 volume, added mass를 증가시킨다.
 - protective coating을 파괴하고 crevice corrosion을 일으켜 부식을 촉진시킨다.
 - inspection과 maintenance를 방해한다.
- 따라서 구조부재에 부착된 해양수서생물에 의한 파력과 조력의 증가를 고려하기 위하여 해저면(sea bed)에서부터 수면까지 강관부재의 바깥지름에 해양수서생물 부착두께를 증가시킨다. 부착생물의 밀도는 1,100kg/m³로 적용한다.

6-2 해상 자켓구조물 설계

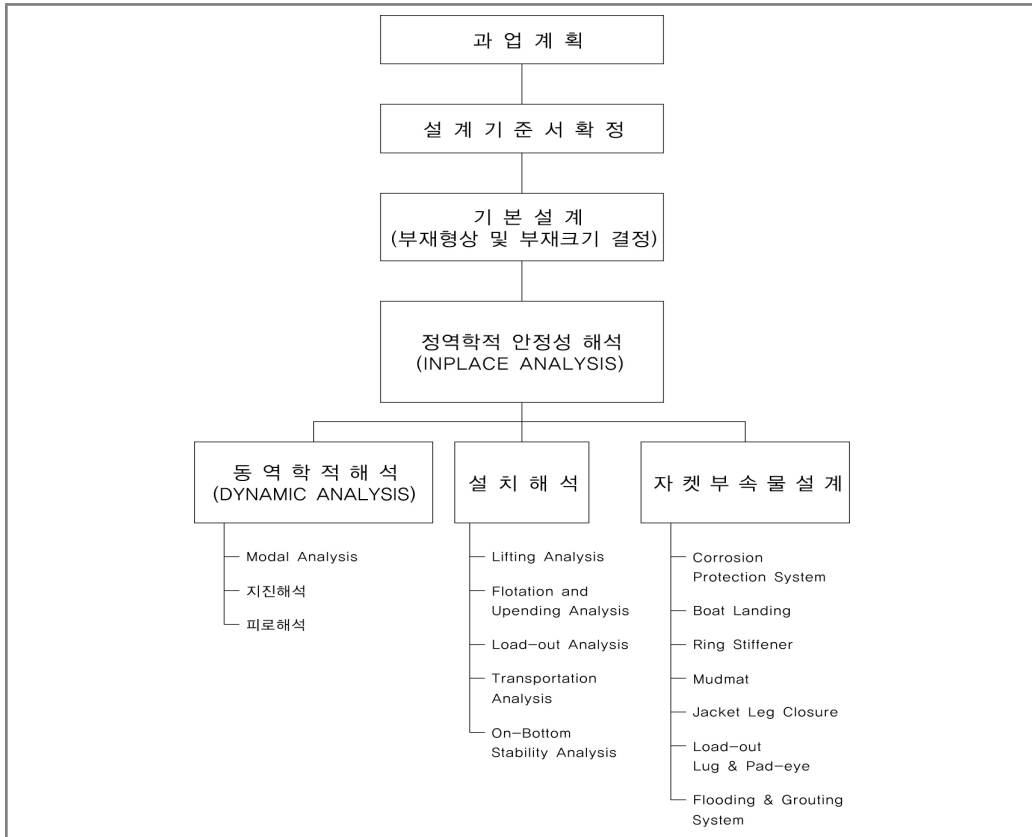
1. 개요

- 고정식 해양구조물은 육상에서 제작되어 현장에 운송한 후 해상에서 제 위치에 거치하고 강관말뚝을 항타하여 자켓을 고정시킨 다음 상부 구조물은 derrick crane을 이용하여 설치하는 구조물이다. 자켓은 operational과 environmental loading 모두에 대하여 구조적으로 적합하여야 할뿐만 아니라, 제작 및 설치도 용이하도록 설계되어야 한다. 그러므로 일반적인 구조물과는 달리 자켓식 해양 구조물은 미적이나 건축학적인 사항보다는 구조물의 설치방법이 설계를 지배한다. 다시 말하면, 자켓은 설치과정에 적합한 구조형태를 가진 구조물이어야 한다는 것이다.
- 자켓식 해양 구조물의 설계과정에서 수행되는 해석에 대해서 간략히 기술하면 다음과 같다.
- 구조물 형상도와 상부구조의 배치도가 정해지면 operational loading 및 environmental loading을 가지고 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)을 수행한다. 다음으로 load-out analysis, transportation analysis, lifting analysis, upending analysis 등을 통하여 운송 및 설치과정의 안전성과 이 때 발생하는 응력에 대한 검토를 수행한다. 통상적으로 이러한 운송 및 설치해석 과정에 의해, 초기 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)에서 설계된 부재 변경이 요구됨에 따라 몇 번의 반복 작업이 필요하게 된다. 그 이유는 설치해석결과 응력 조건을 만족치 않는 부재에 대해서는 그 강성을 증가시키게 되는데, 그 방법으로 직경을 증가시킬 경우는 구조물에 미치는 파력(wave force)이 증가하는 결과를 낳고, 또 다른 방법으로 부재두께를 증가시키는 경우는 구조물의 부유(floatation)특성이 변화되는 결과가 발생되기 때문이다.
- 이 밖의 중요한 고려사항으로는 dynamic analysis가 있다. dynamic analysis가 중요한 변수로 작용하는 경우는 심해에 설치되는 자켓일 경우이거나 강한 지진이 발생하는 지역일 경우가 일반적이다. 심해에 있는 자켓은 상당히 세장(slender)하여서, 천해에서는 무시될 수 있는 파랑의 dynamic으로 인하여 응력 증폭이 발생할 수 있으며 이로 인한 큰 하중이 작용할 수 있다.
- 자켓은 설계기준서를 확정된 후 기본 설계에서 결정된 부재 형상과 부재 크기를 사용하여 정역학적 안정해석을 수행한 뒤 설치해석과 dynamic analysis를 수행하게 된다. 이러한 자켓 해석과 병행하여 자켓에 부착되는 여러 부속물의 설계도 함께 이루어진다.

2. 자켓구조물 구조해석

2.1 설계 흐름도

- 자켓식 해상변전소 구조물의 구조해석은 말뚝(pile)과 구조물의 상호작용과 3차원적인 구조해석을 수행하기 위하여 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS (structural analysis computer system) 또는 이와 유사한 기능을 보유한 프로그램을 이용한다. 특히, 자켓과 말뚝의 상호작용을 고려하기 위해서 PSI(pile structure interaction) 모듈을 적용한다.
- 정역학적 안전성 해석은 operating condition, extreme condition에 대하여 각각 수행하며, 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API-RP-2A LRFD에 따라 부재를 설계하고 연결부의 천공 전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하며, 그리고 말뚝의 응력 검토도 수행한다.
- 해상 자켓구조물의 설계흐름도 다음과 같다.



그림(6-5) 자켓구조물 설계흐름도

2.2 운영 하중

2.2.1 개요

- 구조물 설계 시 고려해야 할 하중은 사하중(Dead Load), 부력하중(buoyancy load), 기기하중(equipment load), 장비 및 케이블 하중, 진동하중(dynamic load) 및 환경하중(environmental load)인 wind, wave, current 및 지진하중(seismic load), 접안하중(berthing load)등이 있다.

2.2.2 사하중(dead load)

- 구조해석용으로 모델링한 요소의 하중은 프로그램에 의하여 자동으로 계산하고, 기타 모델링하지 않은 요소(grating, handrail, 전기cable, ladder등)는 입력하중으로 재하하며, 기타 보강재(minor stiffener)등을 감안하여 하중조합에서 자켓은 사하중의 5%, 데크는 사하중의 10%를 증가시킨다.

2.2.3 부력하중(buoyancy load)

- 물에 잠겨있는 모든 부재는 부력을 받으며 부력의 계산도 구조해석 프로그램에 의하여 자동으로 계산되며, 이때 해수의 밀도는 10.1kN/m^3 이다.

2.2.4 기기류 및 전기케이블 하중

- 기기류 및 전기케이블 하중은 각종 support 및 부속물의 하중이 포함되며 장비 및 기기조건에 따라 설치 시 하중, 작동 시 하중, 테스트 시 하중으로 구분된다.

2.2.5 활하중(live load)

- 상부 deck 바닥에 작용되는 활하중은 운영 및 유지보수 시 접근되는 grating 및 checkered Plate 지역에 적용한다.

표(6-8) live load

항 목	활하중 (kN/m ²)	
	전체적인 설계	국부적인 설계
grating & checkered 지역	5.0	5.0

2.2.6 UDL(uniform design load)

- 상부 deck 바닥 중 기계 및 배관이 놓이는 곳과 loading/unloading 지역에 국부적인 장비하중을 배제하고 전체적인 uniform design load를 적용하여 안정성을 검토한다.

표(6-9) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m ²)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
granting 및 checkered plate	5.0	

2.3 하중 조합

- 해양변전소 구조물의 설계에 적용될 하중조합은 지지구조물에 가장 큰 지지력을 발생하고 또한 부재의 최대응력비를 검토하기 위하여, 자중에 의한 운영 시 조합, 운영시의 환경하중 조합, 극한 환경하중 조합 및 말뚝의 tension 하중 조합 등에 대하여 API-RP-2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중증가계수를 적용한다.

표(6-10) 하중조합

설 계 조 건	D1	D2	L1	L2	Wo	We
factored gravity loads	1.3	1.3	1.5	1.5	-	-
operating wind wave & current load	1.3	1.3	1.5	1.5	1.2	-
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions are additive	1.1	1.1	1.1	-	-	1.35
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions oppose	0.9	0.9	0.8	-	-	1.35

주) D1 = self weight of the structure.

D2 = the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.

L1 = live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.

L2 = the short duration force exerted on the structure from operations.

Wo = the owner defined operating wind wave and current load.

We = the force applied to the structure due to the combined action of the extreme wave (typically 50-yr return period) and associated current and wind.

3. 자켓구조물 정역학적 안정성해석 (in-place analysis)

3.1 개 요

- 정역학적 안전성 해석이란 해양구조물이 설치되어 운영되고 있는 상태에서 operating condition 및 extreme condition에서 자켓구조물의 안전성을 검토하는 해석이다. 따라서 자켓뿐만 아니라 상부구조와 말뚝 등이 함께 해석되어야 하며 SACS 프로그램을 이용하여 자켓, 테크 그리고 말뚝의 해석이 동시에 이루어진다. 해양구조물이 대형이어서 부재의 절점이나 부재수가 컴퓨터 프로그램의 한계를 넘어가는 경우나 그 밖의 특수한 경우에는 분리하여 해석하는 방법도 있지만 이때에도 테크 전체의 강성과 하중 그리고 말뚝과 흙의 특성을 반드시 고려하여 자켓을 해석하여야 한다.
- 정역학적 안전성해석은 해양구조물 설계 시 가장 먼저 수행되는 해석으로 여기서 선정된 구조물 형상도를 가지고 다음 과정의 해석, 즉 피로해석과 지진해석과 같은 동역학적해석(dynamic analysis), 운송해석(transportation analysis) 그리고 설치해석(installation analysis) 등이 이루어지게 된다. 정역학적 안전성 해석을 수행하는 과정을 정리하면 다음과 같다.

3.1.1 기본설계

- 설계기본자료 검토
- 구조물 형상도 결정
- 부재크기 결정

3.1.2 구조물 형상도 작성(structural modelling)

- 기본설계로 결정된 형상도 및 부재의 크기를 사용하는 컴퓨터 프로그램의 입력자료에 삽입한다.

3.1.3 환경하중 계산

- 파력, 풍력, 조류력
- 자켓 사하중 및 부력
- 상부구조하중
- 하중조합

3.1.4 초기해석

- 프로그램의 그리기(plotting)기능을 이용하여 자켓 geometry의 coding error를 검토한다.
- coding error를 완전히 수정한 뒤 일반하중 및 해양환경 하중을 구하는 프로그램(SACS의 SEASTATE 모듈)을 이용하여 해저지반(mud-line)에서의 수직하중, 수평하중, 그리고 전도 모멘트를 구한다.

3.1.5 초기설계에 대한 검토 및 말뚝-흙의 지지조건

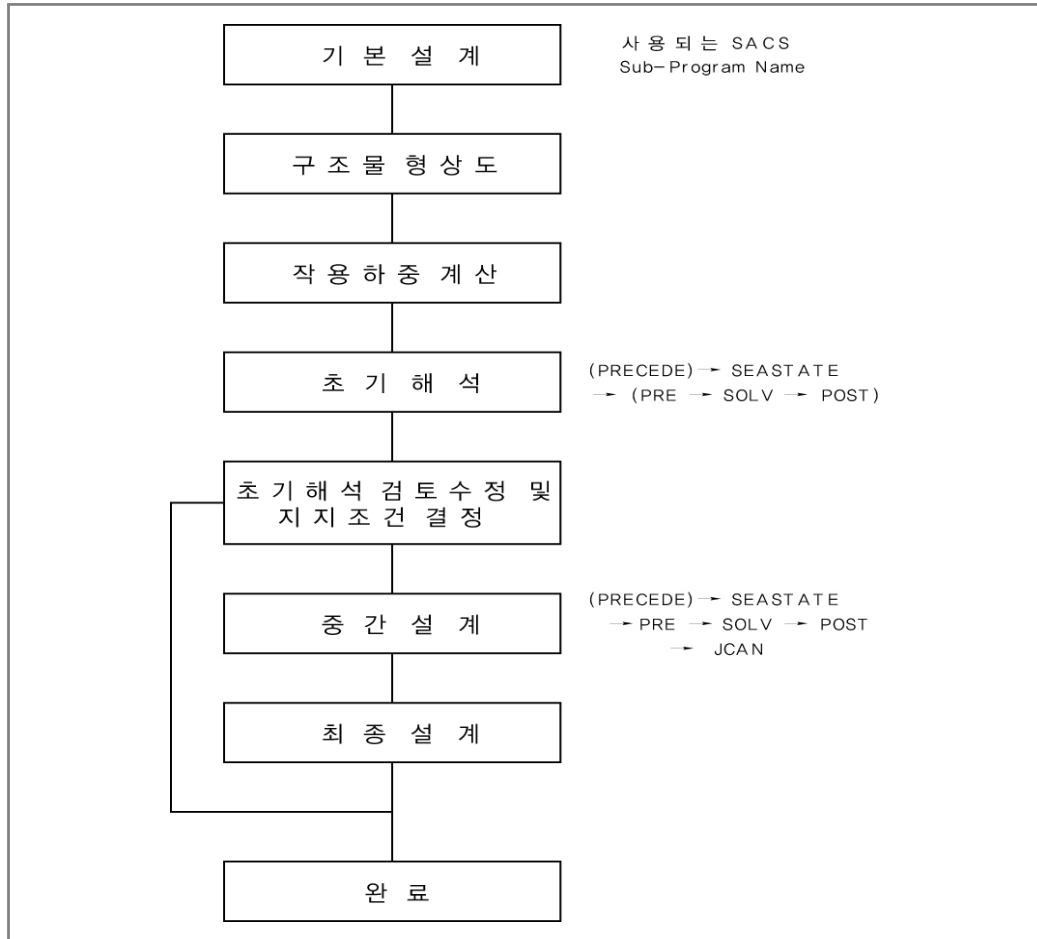
- 초기해석을 수행하여 leg batter, 주 말뚝 및 보조 말뚝의 직경과 두께 등 초기 해석 시 결정된 사항들이 적절한가를 검토하고 수정한다.
- 흙과 말뚝의 특성을 대표하는 등가의(equivalent) 스프링(spring)을 구하기 위한 작업은 지반의 P-Y data, T-Z data, 그리고 말뚝의 크기를 직접 입력함으로써 PSI 모듈에서 자동으로 이루어진다.

3.1.6 중간설계

- 모든 하중조건을 해석
- 각 부재의 응력 계산 및 각 부재의 unity check 수행

3.1.7 최종설계

- 설계가 만족스러운 단계가 될 때까지 앞 과정을 반복 수행한다. 정역학적 안전성 해석의 흐름도로 다음과 같다.



그림(6-7) 자켓구조물 정역학적 해석흐름도

3.2 PSI (pile-structure interaction)

3.2.1 개념

- SACS 프로그램의 PSI (pile structure interaction) 모듈은 정적인 하중 아래에 있는 구조물을 지지하는 말뚝(pile)의 거동을 해석하는데 사용한다. PSI는 말뚝의 수직축과 수평축의 변위와 지반의 비선형 거동을 모두 고려한다. 상부구조물의 탄성거동과 하부 기초의 비선형 거동의 상호작용을 해석하기 위하여 반복해석을 통해 수렴된 결과를 찾는다.
- PSI 해석에 사용하는 지반 데이터는 '지반조사 보고서'에 따라서 말뚝의 수직 및 수평 변위 데이터('T-Z', 'Q-Z', & 'P-Y')를 사용한다.
- 해저면의 채굴을 고려해야 할 시에는 채굴 깊이에서는 수직 및 수평의 지반 반력이 없다고 가정함으로써 안전 측으로 PSI를 해석한다.

3.2.2 PSI 해석

- 고정식 해양 구조물의 해석상 중요한 특성중의 하나는 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 pile의 비선형적 거동이 해저면에서 일치 되도록 구속조건을 부여하여, 구조해석을 해야 함을 들 수 있다. 이와 같이 상부 구조물과 하부 pile의 거동을 상호 연관시켜 수행하는 전체적인 구조해석을 PSI (pile structure interaction) 해석이라고 한다.

- 컴퓨터를 이용한 PSI 해석에서는 해저면이라는 경계면에서 자켓(선형 부분)의 하단과 pile(비선형 부분)의 상단의 힘과 변위가 같아지는 평형상태를 reduced stiffness matrix 와 reduced force matrix에 의하여 구하게 된다. 이 평형 변위를 다른 설계하중과 함께 자켓에 작용시켜 자켓 구조해석이 수행된다. 또한 실제 흙의 강성도(stiffness)를 그대로 모델링한 pile-soil 해석 모델에 평형 변위를 적용시켜 Pile에 대한 해석도 동시에 수행하는 과정을 밟는다.

3.3 환경 하중 (environmental load)

- 해양 환경(ocean environment)은 물이라는 상당히 독특한 물질로 이루어진 환경으로써 물의 일반적 성질이 대규모로 집합적 의미를 띠고 나타나는 특성이 있다. 따라서 해양은 언뜻 보기에 정적인 모습을 지니고 있으나 약간만 더 관찰하면 쉴 새 없이 움직이며 변화하는 큰 동적 체계를 쉽게 인지할 수 있다. 인류가 일찍부터 경험해온 여러 육상 환경이나 최근에 알게 된 우주 환경에 비하면 이 해양 환경은 훨씬 강하고 접근하기 어려운 많은 제약조건을 지니고 있으며 이를 극복하기 위해선 해양환경에 대한 정확한 평가와 예측이 필수적이라 아니할 수 없다. 해양에 어떤 구조물을 설치하는데 있어서 만약 이 외부 환경 조건(environmental condition)을 과대 또는 과소평가한다면 이는 구조설계(structural design)상에 안전성(Safety), 안정성(stability), 경제성(economics) 등의 문제를 야기하게 된다.

그러므로, 설계자는 그 구조물이 지지하고 있는 어떤 특정한 기능을 일정 기간 가장 좋은 효율로 유지시키기 위해 구조물이 적어도 그 기간 여러 환경조건 아래서 어느 정도의 견고성을 지니게 적정설계(optimum design)를 해야 한다는 것이다. 이와 같이 외부 환경 조건은 해양 구조물(offshore structure)을 설계하는데 있어서 가장 크고 중요한 요소로 작용하기 때문에 이러한 외부 하중 자료(environmental loading data)를 관찰, 수집하고 이를 발전시켜 구조설계에 유용한 자료로 만드는 일은 상당히 중요하다 하겠다. 해양 환경이 해양 구조물에 주는 영향은 다음과 같다.

- 일반적 환경
 - 수심(water depth), 해저 지형(bottom topography), 해수 밀도(seawater density), 염도(salinity), 온도(temperature), 퇴적상태(sedimentation), 정수압(hydrostatic pressure)등
- 물리적 영향
 - 바람(wind), 파도(wave), 해류(current), 조류(tide), 빙하(ice)등
- 화학적 영향
 - 부식(corrosion), fouling등
- 생물학적 영향
 - marine growth, marine borer등
- 지질학적 영향
 - 쇄굴(scouring), 퇴적(deposition), 지진(earthquake), underwater landslide등
- 이 환경하중 절에서는 고정식 해양구조물을 설계하는데 필요한 외부하중에 관하여 기술한다.

3.3.1 파력

- 설계해역에서의 파랑 데이터나 기타 가용한 기상 데이터에 의해서 설계 파고 및 주기를 결정 한 후 해당 해역의 특성에 부합되는 파이론(airy wave, stokes wave, stream function 등)을 적용하여 fluid particle kinematics(orbital motion)에 의해 유체 입자의 속도 및 가속도를 결정 한 후 wave force equation에 따라 파력을 계산하게 된다.
- 항력(Cd)과 관성력(Cm)계수는 Reynolds number와 API-RP-2A에서 추천한 값을 비교하여 부드러운 표면(smooth surface)에 대해서는 0.65 와 1.6을 사용하며, 거친 표면(rough surface)에 대해서는 1.05와 1.2를 사용한다. 구조물에 미치는 파력을 산정하기 위해서 모리슨 방정식(Morrison's equation)을 이용한다.

- 또한 모델링(modeling)되지 않은 자켓부속물(jacket appurtenances)에 미치는 파랑과 조류의 영향을 고려하기 위해서 항력면적(drag area)과 부피(volume)를 SACS 프로그램의 AREA 카드(card)에 입력한다.
- 수평과 직각방향에서 지배적인 최대 전단력과 대각선 방향에서 지배적인 최대 모멘트력을 산정하기 위하여서는 파랑을 한 파장 이상으로 계속 시뮬레이션 하여야 한다. 따라서 구조물에서 전체 360°에 대하여 5°간격으로 파봉(crest)을 달리하여 파력을 산정하였고 최대 전단력과 모멘트력을 산정한다.

3.3.2 조류력

- 조류의 분류는 major ocean surface current, turbidity current, littoral current 및 tidal current 등 많은 분류가 있으며, 이들의 조합으로써 조류의 설계속도를 구해야 하는데 실측 자료가 없는 경우에는 DNV의 추천 방식에 따라 계산하기도 하는데, 이 방식으로 구하는 조류속 $V(z) = V_{tide}(Z) + V_{wind}(z)$ 로 표현되는 조류속과 풍속의 단순한 벡터(vector)합성이다.

3.3.3 풍하중

- 풍력은 API-RP-2A에 따라 산정하며, 모델링된 구조부재에 대해서는 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈을 이용하여 자동적으로 계산한다.
- 모델링되지 않은 면적에 대해서는 계산하여 직접 입력한다.

3.3.4 파랑과 바람의 방향

- 설계하중 조건에 기술된 파랑과 바람의 방향은 8 방향에 대하여 수행하며, 모든 방향에 대하여 같은 크기의 최대 파랑과 최대 풍속을 적용한다.

3.4 기본 하중 조건

- 자켓 설계 시에 적용된 기본 하중들은 다음과 같다. 이 기본 하중들을 다시 조합하여 operating condition과 extreme condition을 만들어 구조물에 적용한다.

표(6-11) 기본 하중 조건

NO.	내 용
LC#1	구조물의 사하중
LC#2	구조물의 부속물 사하중
LC#3	건물의 사하중
LC#4	장비 하중
LC#5	활하중
LC#6	uniform design load
LC#11~LC#18	환경하중 (operating condition) : 0°~315°
LC#21~LC#28	환경하중 (extreme condition) : 0°~315°

3.5 하중 조합

- 정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합 및 하중계수는 API RP 2A LRFD를 따른다.

4. 동역학적 안정성 검토

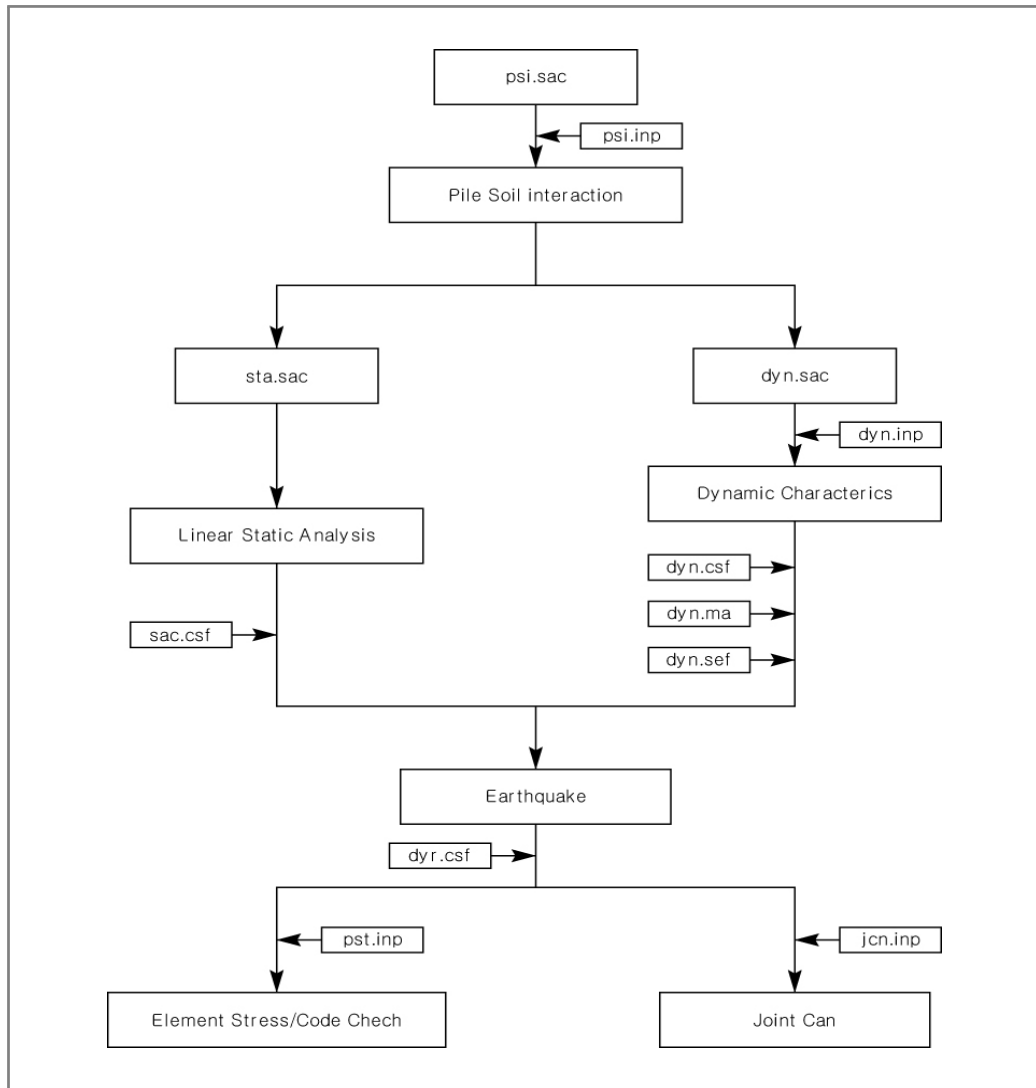
4.1 구조물 내진해석 (earthquake condition)

4.1.1 개요

- 지진하중은 구조물을 지지하는 지면의 수평방향 및 수직방향 운동 특히 수평 가속도에 의해 발생된다. 기초와 일체로 연결된 고정식 구조물인 경우 지면의 운동은 구조물에 관성력을 일으키며, 그 값은 어느 순간의 지면 가속도와 구조물 질량의 곱으로 나타내진다.
- 고정식 해양 구조물과 같은 수중 구조물에 설계지진과 설계파가 동시에 발생할 확률은 매우 작으므로 설계지진은 해석 시 파랑의 작용을 무시한다. 주위의 유체에 대한 구조물의 상대 속도가 충분히 작아서 유체를 incompressible, inviscid, irrational하다고 가정하여 유동의 관성력 영향을 부가질량(added mass)으로 포함하고, 점성력의 영향은 감쇠계수를 적절히 증가시켜 나타내어진 구조물이 대기 중에 서 있는 것으로 간주하여 해석한다.
- 지진에 대한 동역학적 해석에 있어서 유용한 방법들로는 시간 영역 해석방법(time history analysis method)와 응답 스펙트럼 방법(response spectrum method)이 있다. 시간 영역 해석 방법은 과거의 기록이나 합성된 지진 기록을 사용하여 구조물을 해석하는 방법으로 구조물의 거동이 시간의 함수로 계산되고 사용된 모든 모드가 적절한 위상각으로 합성되는 장점은 있으나 해석에 많은 시간이 소요되며 또한 사용된 지진기록이 다음에 올 지진의 특성을 정확하게 나타낸다고 할 수 없으므로 지진설계에 대한 그 실효성은 제한되어 있다. 응답스펙트럼 방법은 설계 지진의 frequency contents를 예측하는데 있어서의 불확실성을 고려하기 위해 제안된 기법인데 현재 실무에서 주로 사용되고 있다. 이 방법은 각 모드에 대한 최대 동적 거동을 계산한 후 이들을 합성하여 구조물의 최대 거동을 구하는 방법이다. 따라서 자켓식 해양 구조물인 해상변전소에 대한 지진 해석은 항만 및 어항 설계기준의 응답스펙트럼을 사용하여 API RP 2A 기준에 의거한 응답스펙트럼 해석 방법을 준수하여 수행한다.
- 동적 해석은 선형적인 해석 방법을 사용하여, 모드 형상(mode shape)의 중첩을 기반으로 한다. 따라서 흡과 말뚝의 비선형적인 거동과 등가인 선형적인 말뚝 거동을 얻기 위하여 SACS의 PSI 모듈에 의한 등가선형 스프링을 모델링하여 동적구조해석의 지지조건으로 적용한다.
- 구조물의 운영 중의 내진특성을 검토하기 위하여 구조물의 운영 중 정적인 중력하중에 의한 응력과 지진에 의한 응력을 COMBINE모듈을 사용하여 CQC방법으로 합성하여 부재응력, 절점 천공응력, 말뚝응력 등을 검토한다.

4.1.2 내진해석 흐름도

- SACS 프로그램의 응답스펙트럼 해석법을 적용한 자켓구조물의 내진해석 흐름도는 다음과 같다.



그림(6-8) 자켓구조물 내진해석 흐름도

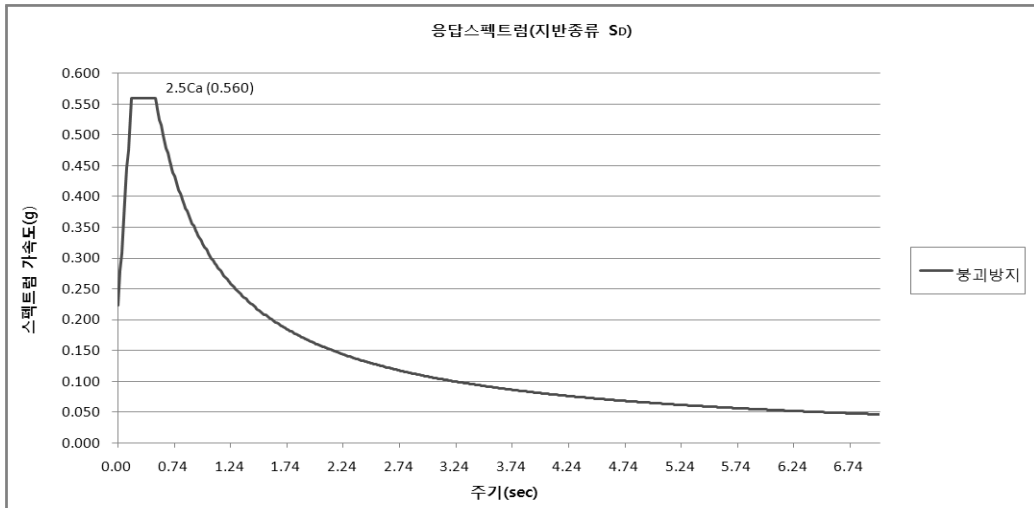
4.1.3 응답스펙트럼

- 내진설계는 API RP 2A의 dynamic response procedure에 따르며 응답스펙트럼은 항만 및 어항설계기준을 적용한다. 항만 및 어항설계기준의 내진설계 규정은 UBC97의 내진설계기준을 참조하여 작성되었다. 국내 내진설계기준에 대한 특성을 아래 표와 같이 비교한다.

표(6-12) 내진설계기준의 적용성

구분	UBC94	UBC97	IBC2000
설계법	허용응력	강도설계	강도설계
재현기간	500년 (50년에 10% 초과수준)	500년 (50년에 10% 초과수준)	2500년 (50년에 2% 초과수준)
지반심도	200ft (60m)	100ft (30m)	100ft (30m)
지반분류	4 그룹	6 그룹	6 그룹
스펙트럼 관련계수	지역계수 Z 지반계수 S	지진계수 Ca 지진계수 Cv	응답스펙트럼가속도 SD1, SD2
특 정		UBC94 보다 중약진 지역의 지진하중 증가	
채택한 설계기준	도로교설계기준	항만 및 어항 설계기준	건축구조설계기준 (KBC)

- UBC97에 의거한 항만 및 어항 설계기준의 응답스펙트럼은 탄성설계스펙트럼을 유효최대지반가속도에 대한 상대가속도로 나타내고 고주기 영역에서는 지반이 연약할수록 지진응답이 증폭된다.
- 응답 스펙트럼 해석은 항만설계기준의 응답스펙트럼을 사용한다.
- 모드 응답합성에는 CQC(complete quadratic combination)법을 적용하고, 방향별 응답합성에는 합성된 가속도 스펙트럼을 부재의 x, y, z 방향별로 각각 100%, 100%, 50%를 동시에 적용하여 응력을 계산한다.
- 구조물의 진동 특성을 해석할 때, 감쇠계수(damping ratio)는 API-RP-2A에 따라 해양 구조물에 대하여 5%를 적용한다.
- 하중 조합은 정적해석(static)+동적해석(dynamic)으로 stress를 check하고 정적해석 × 1 + 동적해석 × 2의 조합으로 joint can을 검토한다.



그림(6-9) 항만설계기준에 따른 응답스펙트럼

4.1.4 컴퓨터 해석 모델

(1) 구조물의 형상(structural geometry)

- 지진해석 시 구조물 형상은 자켓구조물의 정역학적 해석(in-place analysis)에 적용된 모델을 적용한다.

(2) 말뚝 기초

- SACS프로그램은 모드 중첩법을 이용한 선형적인 방법으로 동적 해석을 수행하므로, 정역학적 해석(in-place analysis)에서 사용한 비선형말뚝 기초 시스템인 PSI 모듈에 의한 등가선형 스프링을 모델링하여 동적구조해석의 지지조건으로 적용한다.
 - 자켓의 정역학적 해석(in-place analysis)시 operating condition에서 사용된 하중과 평균 파랑(average wave)으로 정적인 PSI 해석을 수행한다. 이 해석으로부터 말뚝 머리에서의 최대 횡방향 변위와 회전 및 축방향력이 발생하는 경우를 찾아낸다.
 - SACS의 PSI 모듈을 이용하여 변위, 회전, 축방향력을 지닌 super element를 생성하여 구조물의 동적해석을 위한 지지조건으로 입력한다.

(3) 질량(MASS)

- 용접 물질과 보강 부재 등을 고려하여 테크와 자켓에 각각 10% 와 5%의 사하중 여유를 둔다. 이 추가되는 하중은 SACS의 GRUP카드에 재료의 밀도를 조정하여 고려한다.
- 부재의 질량, 지진 운동 시 부재와 함께 거동하는 해수로 인한 부가질량은 SACS의 DYNPAC 모듈에 의하여 자동적으로 계산된다.
- 다음 항목의 하중도 지진 해석 시 추가적인 질량으로 고려하기 위하여 입력한다.
 - 자켓의 부속물 하중
 - 해수 중에 잠긴 자켓 부속물의 부력
 - 테크에 적용된 중력 하중
 - 해양 수서 생물에 의한 부재의 유효 지름의 증가와 밀도의 증가 등은 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈의 MGROV 카드를 사용하여 고려한다.

(4) 하중조합

- 자켓구조물의 지진발생시 구조물의 저항능력의 검토를 위해서는 API-RP-2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중계수에 의한 하중조합을 적용한다.

표(6-13) 내진해석 하중조합

설계조건	D1	D2	L1	E
earthquake condition	1.1	1.1	1.1	0.9
earthquake condition when gravity load opposed earthquake loads	0.9	0.9	0.8	0.9

주) D1 = self weight of the structure.

D2 = the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.

L1 = live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.

E = seismic induced load by the strength level ground motion

(5) 고유치 해석(dynamic characteristics)

- 구조물의 고유치 해석은 구조물의 강성 및 질량을 고려한 구조물의 고유주기를 검토하기 위한 해석으로 X, Y, Z 세 개 방향에 대한 각각의 질량 참여 개수가 95%이상이 되도록 하기 위하여 해석 모드를 200개로 정함으로써 구조물의 모든 동적 거동을 파악하여 해석한다.

(6) 응답스펙트럼 해석(response spectrum analysis)

- 응답 스펙트럼은 주축과 수평방향으로 직각인 축에 대하여서는 동등하게 적용하고, 수직방향으로 직각인 축에 대하여서는 50%의 스펙트럼 응답을 적용한다. 모드 중첩법은 API-RP-2A에서 추천하는 대로 CQC방법을 적용하며, 항만 및 어항설계기준에 의하여 spectrum 및 붕괴방지수준의 최대 지반가속도를 적용한다.
- 하중조합으로는 지진시의 자중에 대하여 1.1의 하중계수를 고려하며, 지진력에 대해서는 0.9의 하중계수를 적용한다.

4.1.5 내진 해석 결과

(1) 부재의 최대응력 요약(maximum member stress summary)

- 지진 시 응력검토는 API-RP-2A-LRFD에 의하여 실시한다.

(2) 조인트 천공 전단 요약(joint punching shear)

- 지진 시 조인트 천공 전단력 및 강도 검토는 API-RP-2A-LRFD에 의하여 실시한다.

(3) 지진 시 말뚝응력 검토

- 붕괴방지수준에 의한 응답스펙트럼 해석 결과 발생된 해저면에서의 횡방향력 즉, base shear와 moment를 (+)/(-) 두 방향에 대하여 고려하고 중력하중을 조합하여 지진 시 말뚝의 변위와 최대응력을 검토한다.

4.2 피로 해석 (fatigue analysis)

4.2.1 개요

- 해양에 설치된 구조물은 wave force를 반복적으로 받고 있으므로 각 부재에서는 응력의 변화가 항상 일어난다. 이때 발생하는 응력의 크기가 구조물을 즉시에 파괴할 만큼 크지 않더라도 이 응력의 변화가 반복적으로 발생하면 구조물의 부재에 피로현상을 유발하여 파괴가 일어날 수 있다. 이 때문에 구조물은 설계 시 예상되는 최대응력에 지탱하도록 설계되어야 할뿐만 아니라 예상 사용기간 동안에 반복적으로 가해지는 응력에 의한 피로 파괴에 대해서도 안전하도록 설계되어야하므로 피로해석 과정이 필요하다.
- 자켓구조물의 피로해석은 API RP 2A-LRFD에 따라 수행하며, 반복적으로 순환되는 파랑하중에 의한 자켓의 강관 절점들에서의 피로 내구성을 검토한다.

4.2.2 피로해석 방법

(1) 피로해석 절차 및 조건

- SACS의 FATIGUE 모듈에 의해서 피로 연수를 평가한다. SACS 프로그램의 PSI 모듈을 이용하여 말뚝의 비선형적인 거동이 구조물에 미치는 영향을 반영한다. 피로해석을 위하여 사용하는 SACS프로그램의 모듈들을 정리하면 아래와 같다.
 - SEASTATE : 피로해석에 적용되는 파랑하중을 생성한다.
 - SACS IV : 3차원 구조 해석을 수행한다.
 - PSI: 비선형적인 거동을 하는 말뚝과 구조물간의 상호작용을 해석한다.
 - FATIGUE : 반복하중에 의한 피로손상을 평가한다.
- 반복적으로 순환되는 파랑하중에 의하여 반복적인 하중을 받는 구조물의 강관절점에 대해서는 API-RP-2A에 의해 피로 내구성을 해석한다. Palmgren - Miner's 가정을 사용하여 결정론적인(deterministic)방법에 의해 구조물 절점의 피로수명을 예상한다.
- 절점의 피로설계연한은 구조물 설계연수의 2배로 한다.
- 피로해석용 파랑 자료 분포에 따라 12방향에 대하여 피로설계를 수행한다. 조류는 고려하지 않는다. 아래와 같이 파랑 운동력 계수(wave kinematics factor)와 항력 및 관성력 계수를 수정한다. 이때 계수의 값이는 평균 수심으로 한다.

- 파랑 운동력 계수 : 1.0
- 항력 및 관성력 계수 : 0.5, 2.0 (부드러운 표면), 0.8, 2.0 (거친 표면)
- 해양 수서 생물(marine growth)의 영향을 고려한다.
- 피로수명을 산정할 때, 파랑에 의한 하중범위(loading range)는 해저면(mud-line)에서 최대, 최소 수평 전단력을 발생시키는 위상각(phase angle)또는 파봉위치(crest position)를 기초로 한다.
- 피로 수명을 산정할 때, 파랑에 의한 응력 범위(stress range)는 해저면(mud-line)에서 최대, 최소 수평 전단력을 발생시키는 위상각(phase angle)을 기초로 한다.

(2) grouted joint can effects

- 말뚝과 자켓구조물 LEG 혹은 말뚝과 sleeve 사이에 그라우트 된 절점의 두께에 대해서는 O.T.C(ocean technology conference)가 제시한 식을 적용한 등가두께를 적용한다.

$$T_e = \sqrt{\frac{T^3 + T_e^3}{T}} < 2T \quad (\text{O.T.C-paper 3378})$$

여기서,

T_e : 등가의 벽 두께(equivalent wall thickness)

T : 자켓 leg의 벽 두께

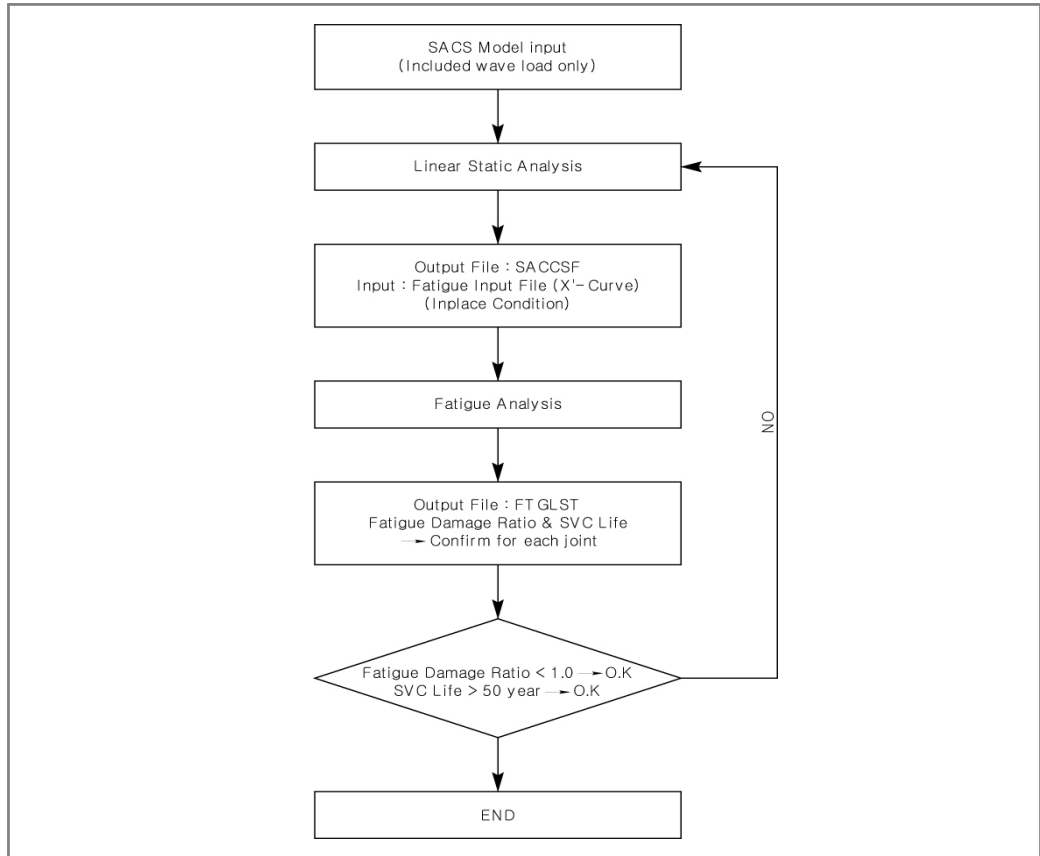
T_p : 말뚝의 벽 두께

(3) 말뚝 기초의 데이터(pile foundation data)

- 피로해석 시에는 말뚝의 해석은 필요하지 않으므로 boundary condition으로 내진해석에 사용된 등가선형 스프링 모델인 super-element 모델을 적용하여 지반과 말뚝 system을 구현한다.

(4) 해양 수서 생물(marine growth)

- 파력과 조력을 산정하는데 있어서 자켓의 부재에 붙는 해양 수서 생물의 영향을 고려하기 위하여 SACS프로그램의 'MGROV' 카드를 이용한다.



그림(6-10) 자켓구조물 피로해석 흐름도

(5) 동적 증폭(dynamic amplification)

- 피로해석 방법은 DISCRETE METHOD를 이용하며, 이 방법을 사용할 때 주기가 3초 이상이 될 때는 동적 증폭 계수(dynamic amplification factor)를 고려하여 설계한다.

(6) 피로 손상비 산정

- 피로해석은 구조물의 신뢰성과 안전성에 영향을 주는 모든 절점에 대해서 수행하며, 고려하는 절점들에 대한 stress range spectra는 최대 손상지점과 가장 낮은 피로연수가 예상되는 절점에 대해 적어도 8부분에 대해 계산한다. 피로손상을 계산하기 위하여, 파랑의 각 진행 방향에 대하여 stress range versus wave height을 여러 부분으로 나누었으며 각 부분에 대해 계산된 손상을 합산하여 피로수명을 산정한다.
- 여기서, 피로 손상비는 구조내의 주요한 부재 연결부 둘레의 각 위치에 대해 global과 local 응력들을 고려하여 각 파고 조건 block에 따라 short term stress response을 계산한다. 짧은 기간 응력응답은 축적된 피로 손상비 D를 계산하기 위해서 구조물이 사용되어야 하는 긴 기간 응력분포와 조합한다.

$$D = (n / N)$$

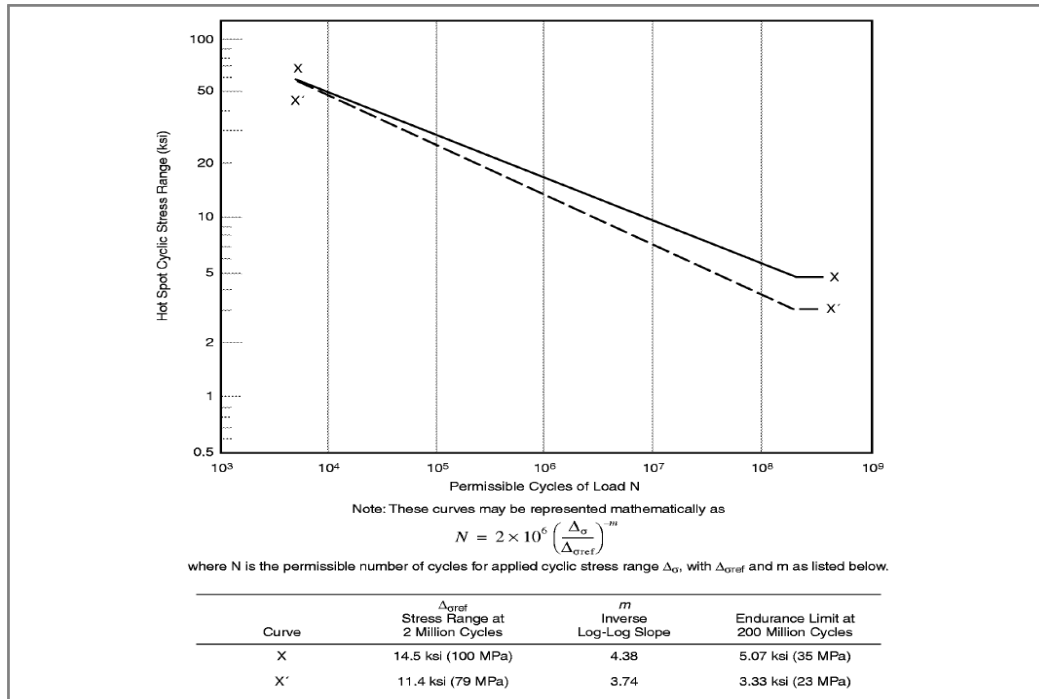
여기서,

n = 주어진 응력 block에 대한 cycle의 수

N = 주어진 응력 폭이 적절한 S-N 곡선에 의해 허용되는 cycle의 수

(7) S-N curves

- 피로 수명을 해석하는데 사용될 S-N곡선은 API X' 곡선이다. thickness correction effect는 API-RP-2A의 규정을 따른다.
- 부재의 연결부에서 발생하는 국부적인 응력은 punching shear 혹은 적절한 기하학적 응력 집중 계수를 사용한 hot spot stress로 고려되어야 한다. 응력 집중 계수에 대한 계산은 T,Y,X 절점에 대해서는 A.C wordsworth의 방법에 따르며, K, KT 절점에 대해서는 Kuang의 방법을 따른다.
- 또한 용접 toe에서 일어나는 미시적인 효과는 S-N 곡선의 적절한 선택으로 처리한다. 예로써 X curve는 용접 부위가 부드럽게 통합되는 용접을 가정하며, profile control이 없는 용접에 대해서는 X' curve를 적용한다.



그림(6-11) fatigue S-N curve

4.2.3. 피로해석을 위한 연중파랑 데이터 (fatigue wave data)

- 연중 파랑 데이터 추정의 결과를 바탕으로 본 피로 해석에 사용할 기본 하중 케이스를 정리하여 적용한다.

4.2.4 피로해석 결과

- 피로해석 결과는 API RP 2A-LRFD에서 제시하는 API X' S-N curve에 대하여 자켓구조물의 연결부에서 구조물의 수명 중 피로하중에 대하여 안정성을 확보하는 지에 대하여 허용피로 연수로 계산된다.
- API RP 2A-LRFD에 따르면 절점에 연결되는 부재의 두께가 25mm를 초과할 경우 사용되는 S-N curve로 API X curve를 추천하고 있다. 이는 연결부에서의 용접부가 improved weld profile일 경우이며 X' curve에 비교하여 동일한 stress range일 경우 더 큰 피로연수를 확보할 수 있다.
- 피로연수를 만족시키지 못하는 절점부에 대해서는 상세설계 시 국부해석을 통하여 국부적인 cover plate 및 stiffener ring 등을 보강하여 피로에 대한 안정성을 더욱 확보하도록 계획한다.

4.3 구조물 와류 진동 검토

4.3.1. 개 요

- 구조물에 바람이나 해류 등과 같이 유체가 흐르게 되면 구조물 후면에 유체흐름의 박리(separation)가 일어나면서 와류가 발생한다. 발생된 와류는 주기적으로 생성, 소멸되면서 유체의 운동방향과 운동직각방향에 주기적인 힘을 구조물에 가하여 구조물에 진동을 유발시킨다.
- 아울러, vortex shedding의 진동수와 구조물의 고유진동수가 같아지는 임계유속 부근에서는 공진현상이 발생하여 진동의 폭이 커진다. 그러나 진폭이 아주 커지면 주기적인 와류의 발생을 방해하여 구조물의 진동이 다시 줄어드는 현상을 보이기 때문에 진폭이 어느 정도 이내로 제한되는 특성을 가지고 있다. 이때 진폭의 크기는 구조물의 감쇠율과 기하학적 형상에 따라 달라진다. 진동이 제한되기 때문에 구조부재의 파괴를 일으키지 않는 범위 안에서 진동의 발생은 허용할 수 있다. 그러나 이 진동이 일상적인 저유속에서 발생하는 경우에는 진동의 반복에 의한 부재의 피로문제가 발생하므로 DNV에서 제시하고 있는 기준을 적용하여 검토하여야 한다.

4.3.2 와류에 대한 설계기준

- 해류와 바람이 구조물에 작용 시 유체의 운동방향과 운동직각방향에 대하여 구조물에 진동을 유발시키므로 API에서는 두 방향에 대하여 와류발생 진동 범위를 제시하고 있다.

표(6-14) 와류발생 진동 범위

구 분	운 동 방 향	운 동 직 각 방 향
해류 (ocean current)	$1.0 < V_r < 3.5$	$4.7 < V_r < 8.0$
바람 (wind)	$1.7 < V_r < 3.2$	

여기서,

$$V_r = \frac{V_c}{f_n \times D}$$

V_r : is the reduced velocity

f_n : is the natural frequency

V_c : is the current velocity normal to member axis

D : is the member diameter

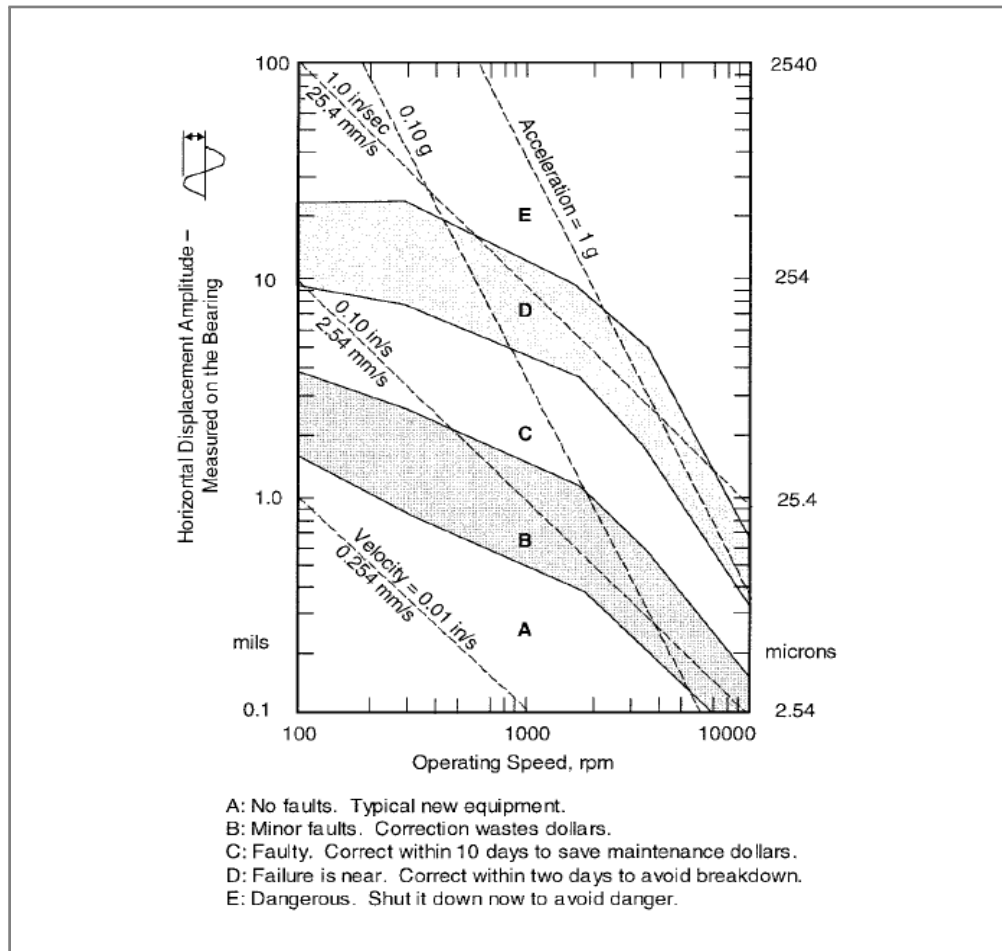
4.4 자켓구조물 기계진동 검토

4.4.1 개 요

- 일반적으로 진동이라 함은 어느 기준점을 중심으로 반복되는 동적인 움직임을 말한다. 이는 대부분의 기계류에 있어서 원래부터 의도한 움직임 이외의 원치 않는 효과로 인식되며 이로 인하여 발생 가능한 여러 기계고장 등에 대한 대책 등에 많은 관심을 쏟고 있다. 따라서 진동 정보를 잘 이용하면 기계의 상태뿐만 아니라 고장의 진단 등의 범위까지 효과적으로 유용가능하므로 생산성 향상과 더불어 안전관리 측면에서도 큰 효과를 거둘 수 있다.
- 따라서 소매상으로부터 넘겨받은 기계에 대한 제원 및 진동 데이터를 가지고 구조물과 기계 상호간의 진동검토를 할 필요성이 있다.

4.4.2 기계진동에 대한 설계기준

- 기계와 구조물이 상호작용하여 운영 시에 발생하는 진폭, 속도, 가속도에 대해서는 다음 그래프에서 A 또는 B 범주 안에 위치하여야 한다.



그림(6-12) 진동기초에 대한 사용성 기준

제 7 장 설계 사례

본 장의 설계사례는 주로 해외사업 수행과정에서 작성되었던 설계계산 사례를 가급적 원문(영문) 그대로 실고, 엔지니어링 실무에 활용이 쉽도록 편집하였다. 그러나 내용 중 일부에는 생략하거나 축약한 부분도 있으므로 실무 적용 시는 대상시설의 설계조건과 기타 제반 여건에 따라 절차나 과정 또는 내용에 상당한 변형이 수반될 수 있음을 이해하고 참고자료로만 이용하여야 한다.

7-1 경사식 방파제

1. General

(1) Introduction

This report suggests the alternative design of breakwaters to be constructed at Ras Laffan, Qatar. The major change of this alternative is that the Antifer armour is replaced to Core Loc armour.

The Core loc armour units (CLI) are considered as the most attractive solution for breakwater due to its superior hydraulic stability, cost effectiveness and reduced overtopping rates by high porosity ratio (60%). All design works have been carried out with the recommendations of CLI and the stability of Core loc alternative sections shall be tested and verified by physical model tests in the Detail Design Stage.

(2) Standards and Codes

The codes, standards and specification are listed below and shall be the latest version of each document. In the event of conflict between any of them, the order of precedence shall be:

- ① Project Specification
- ② QP Standards
- ③ International Codes of Practices and Standards

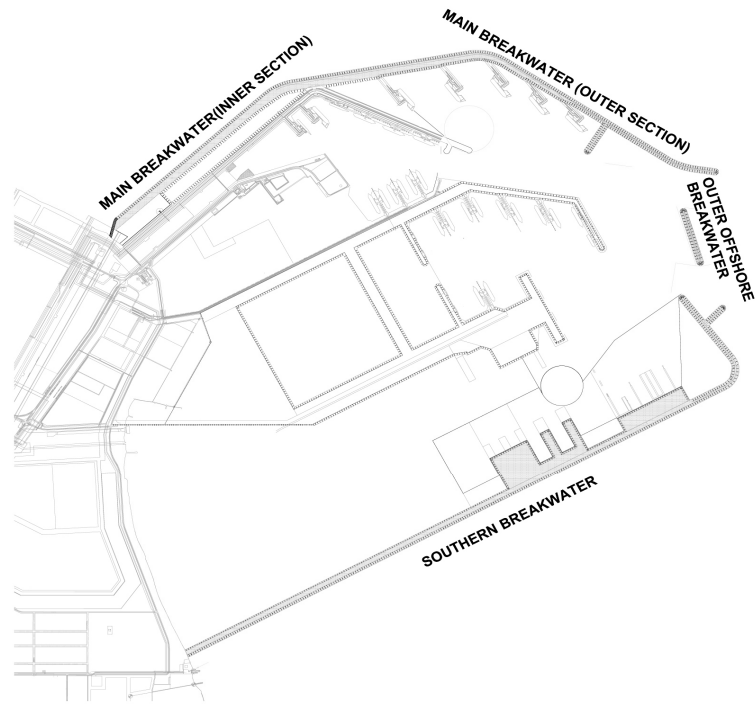
- QP and other recognized Standards & Specification
 - BP RP 4-1 Drainage System;
 - EP.S.01 Corporate Fire and Safety Philosophy published by QP;
 - ES 0.07.0014 Master Records and Engineering Data Coding System;
 - ES 0.07.0025 Equipment Identification and Tagnumbering System in RLC;
 - ES.2.03.0001 Electrical Engineering Philosophy;
 - ES.2.06.0001 Electrical Installation Recommended Practices;
 - ES.2.14.0015 LV Switchgear and Control Gear;

- ES.D.10 Engineering Standard for Drafting Published by QP;
- QA-REG-01 QP Lifting Equipment Regulations 1997;
- QP Standard Specifications for Civil Works Vol.I, July 1991;
- QP Standard Specifications for Mech. & Elect Works Vol.II, Mar 1983;
- QP-SPC-L002 QP Technical Specification for Painting & Wrapping of Metal Surfaces (New Construction & Maintenance)
- QP-PHL-S-001 QP Fire, Safety, and Security Philosophy
- EG.S.01 QP Hazop Guidelines
- ENV-002-QP Environment Protection Standard
- QSP-QC-09 Quality Requirements for Projects
- National & International Standards and Codes of Practice
 - ACI 305 Hot Weather Concreting;
 - API RP 1102: Steel Pipelines Crossing Railroads and Highways
 - AWS D1.1: Structural Welding Code
 - BS 1377 Method of Test for Soil for Civil Engineering Purposes;
 - BS 1722: Specification for anti intruder fences in chain link and welded mesh
 - BS 2989: Specification for continuously hot dip zinc coated and iron zinc alloy coated steel: wide strip, sheet/plate and slit wide strip.
 - BS 3692: ISO metric Precision Hexagon Bolt Screws and Nuts
 - BS 4: Part 2 "Specification for Hot Roll Sections"
 - BS 4102: Specification for steel wire and wire products for fences
 - BS 4190: ISO metric Black Hexagon Bolts, Screws and Nuts
 - BS 4449: Hot Rolled Steel Bars for the reinforcement of concrete
 - BS 4466 Specification for Bending Dimension and Scheduling of Reinforcement for Concrete;
 - BS 4482: Specification for Steel fabric for the reinforcement of concrete
 - BS 4848: Parts 2 and 4 Hot Rolled structural steel sections
 - BS 5075 Specification for Super plasticising Admixtures;
 - BS 5135 Metal Arc Welding of Carbon and Carbon Manganese Steel;
 - BS 5493 Protective Coatings of Iron Steel Structures;
 - BS 5628 Structure Use of Masonry;
 - BS 5930 Code of Practice for Site Investigation;
 - BS 5950: Structural use of steel work in building
 - BS 6031: Code of Practice for Earthworks
 - BS 6150 Painting for Building;
 - BS 6349 - Code of Practice for Maritime Structures
 - BS 6399-Part 1: Design loading for building-code practice for dead and imposed loads
 - BS 648: Schedule of weight for building materials
 - BS 729: Specification for hot dip galvanized coating on iron and steel articles
 - BS 7671 - IEE Wiring Regulations (16th Edition);

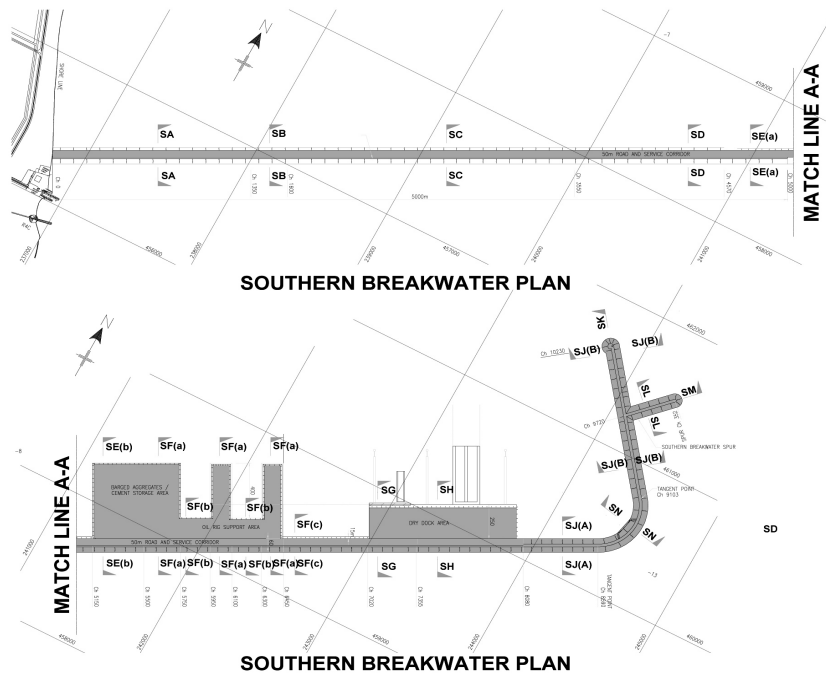
- BS 8002 - Code of Practice for Earth Retaining Structures;
- BS 8004 - Code of Practice for Foundations;
- BS 8007: Design of concrete structures for Retaining Aqueous liquids
- BS 8110 Part 1: Structural Use of concrete-Code of practice for design and construction
- BS CP 2012: Code of Practice for Foundations for Machinery
- BS CP3 Chapter V Part 2: Basic Data for design of building and wind loads
- BS EN 10025-1: 2004 Hot rolled products of structural steels. General technical delivery conditions;
- CGIS Data Standards;
- CUR Report 154/CIRIA Special Publication 83 - Manual on the Use of Rock in Coastal and Shoreline Engineering;
- IEC Regulations;
- IEE Regulations for Electrical Installations;
- IP Code 001 Model Code of Safe Practice in Petroleum Industry Part 15;
- IS 1893 - Codes for Earthquake Engineering;
- Mode Procedure for the Presentation of Calculations by the Concrete Society U.K
- Qatar Construction Specification (Q.C.S)
- Qatar Highway Design Manual, Civil Engineering Dept. Ministry of Public Works
- Qatar Traffic Manual;
- Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways EAU 1996.
- Specification for the Installation of Cables, Joints and Terminations.
- Uniform Building Code;
- US Army CER - Shore Protection Manual.
- US Army CER - Coastal Engineering Manual

2. Breakwater Layout

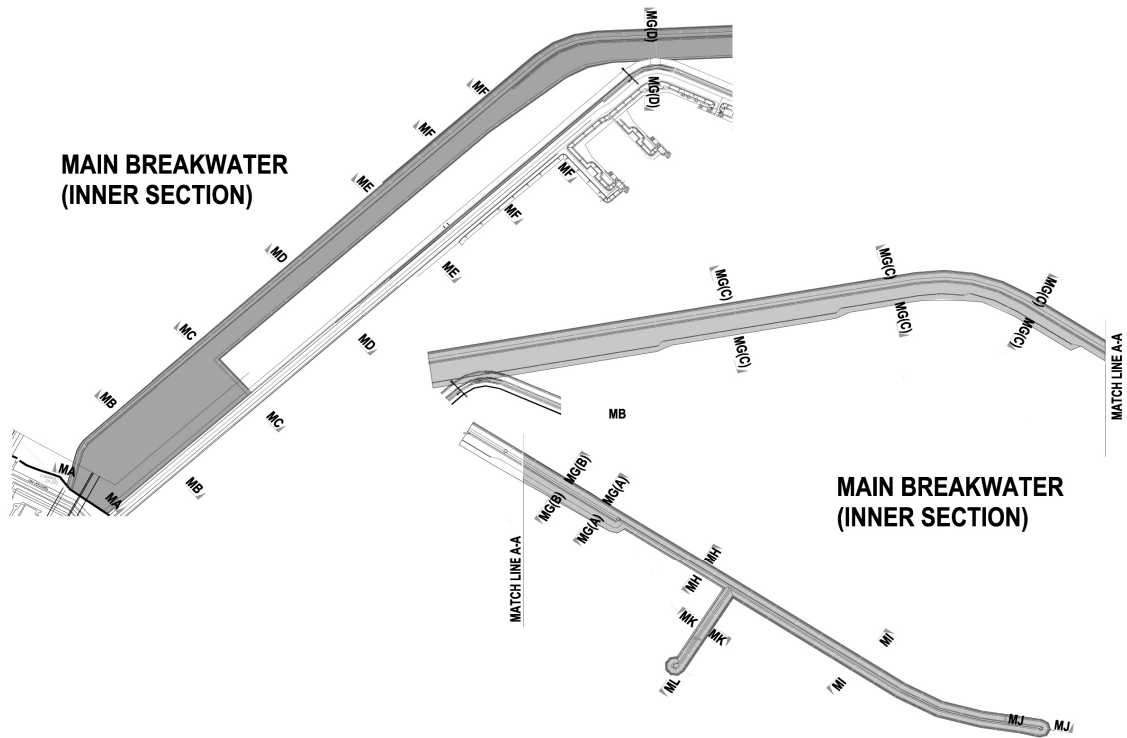
(1) Plan of Entire Layout



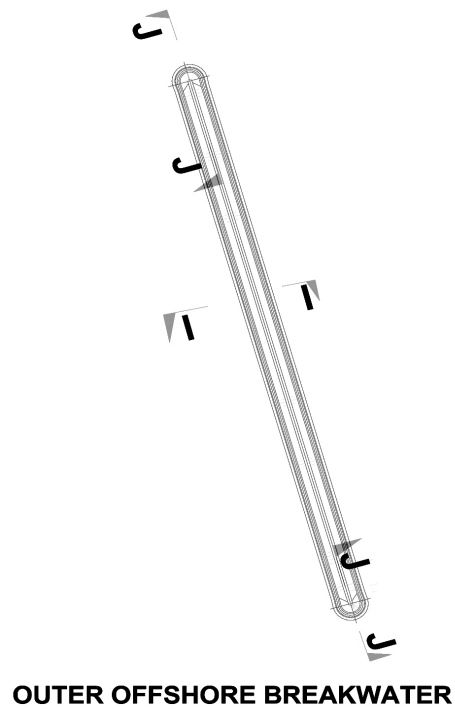
(2) Layout of Southern Breakwater



(3) Layout of Main Breakwater



(4) Layout of Outer Offshore Breakwater



3. Design data

(1) Meteorological Condition

① Climate

Annual recorded rainfall: maximum 175 mm to minimum 13 mm.

② Wind

Maximum winds direction: North West

Maximum wind speed : 39 knots for the 1year return period

48.3 knots for the 100 year storm

③ Water Level

- Tidal Levels

	Metres relative to MSL	Metres relative to CD
HAT	0.97	1.86
MHHW	0.58	1.47
MLHW	0.15	1.04
MSL	0.00	0.89
MHLW	0.33	0.56
MLLW	0.44	0.45
LAT	0.76	0.13

Normal tidal range : 1.02 m

- Surge Levels

Surge in metres per Return Period (years)				
1 yr	5 yrs	25 yrs	50 yrs	100 yrs
0.46	0.51	0.56	0.58	0.60
0.47	0.52	0.58	0.60	0.63

- Combined design water levels for the existing breakwaters

Return period (years)	1 yr	100 yrs
High water level	+1.95 m CD	+2.10 m CD
Low water	+0.45 m CD	+0.45 m CD

- Effects of global warming on sea levels: 500 mm for 100 year event

- Design high water design level for breakwaters and revetments: +2.6m CD.

④ Offshore Waves

Extreme Wave Parameters for 100year Event

Offshore wind direction	H _s (m)	H _{1/10} (m)	T _p (s)	T _z (s)	Dir (°N)
NW	4.3	5.46	11.0	7.84	13
N	3.88	4.93	9.4	7.93	15
NE	3.08	3.91	8.6	6.63	46
E	3.34	4.24	8.7	6.91	84
SE	2.88	3.66	8.6	6.41	110

Wave Parameters for 1 year Event

Offshore wind direction	H _s (m)	H _{1/10} (m)	T _p (s)	T _z (s)	Dir (°N)
NW	2.9	3.68	9.0	6.43	0
N	3.47	4.41	9.0	7.25	14
NE	1.97	2.5	7.4	5.3	46
E	2.37	3.01	7.7	5.82	86
SE	2.15	2.73	7.7	5.54	117

⑤ Currents

Due To	Current Speed in Knots per Return Period (years)				
	1 yr	5 yrs	25 yrs	50 yrs	100 yrs
Wind	1.15	1.28	1.40	1.46	1.52
Tide	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
Combined	1.91	2.03	2.16	2.22	2.28

(2) Summary of design wave

The design wave conditions are obtained from the numerical modeling by the Danish Hydraulic Institute provided within tender documents.

100-year event

	Section	Chainage	Direction	Hs (m)	Tz (s)	Tp (s)
Southern Breakwater	SA	0 1350	SE	2.1	6.4	8.6
	SB	1350 1600	SE	2.35	6.4	8.6
	SC	1600 3550	SE	2.7	6.4	8.6
	SD	3550 4570	SE	2.75	6.4	8.6
	SE	4570 5500	SE	2.78	6.4	8.6
	SF	5500 7020	E	2.85	6.9	8.7
	SG	7020 7355	E	3	6.9	8.7
	SH	7355 8080	E	3.25	6.9	8.7
	SJ(a)	8080 8590	E	3.4	6.9	8.7
	SN	8590 9130	E	3.3	6.9	8.7
	SJ(b)	9103 10230	N	4.4	7.93	9.4
	SK	Head(10230)	N	4.4	7.93	9.4
	SL	Spur trunk	N	4.4	7.93	9.4
	SM	Spur head	N	4.4	7.93	9.4
Offshore Breakwater	I	Offshore	N	4.5	7.93	9.4
	J	Offshore head	N	4.5	7.93	9.4
Main Breakwater	MI	8235 9830	N	4.5	7.93	9.4
	MJ	Head(9930)	N	4.5	7.93	9.4
	MK	Spur trunk	SE	2.72	6.4	8.6
	ML	Spur head	SE	2.72	6.4	8.6
	MH	7570 8235	N	4.4	7.93	9.4
	MG(a)	7410 7570	N	4.4	7.93	9.4
	MG(b)	6905 7410	N	4.4	7.93	9.4
	MG(c)	3300 6905	NW	4.4	7.84	11
	MG(d)	3060 3300	NW	4.25	7.84	11
	MF	2250 3060	NW	4.25	7.84	11
	ME	1675 2250	NW	3.8	7.84	11
	MD	1000 1675	NW	3.55	7.84	11
	MC	700 1000	NW	2.5	7.84	11
	MB	250 750	NW	2	7.84	11
	MA	0 250	NW	1.2	7.84	11

(3) Design Formula and Application

① Stability:

- to accommodate the 1 in 100year storm, which has a 40% probability occurring
- to provide stability during the design storm and to prevent overtopping at the pipe racks

② Design Formula

- the greater between Hudson and Van der Meer Empirical Formulas
- Software: “Breakwat” software program or equal QP approved software

③ Formula Application:

Van der Meer Formula

- Permeability(P)
 - For $p=0.4$

$$D_{n50} \text{ (armour)}/D_{n50} \text{ (Filter)} = 2$$

$$D_{n50} \text{ (Filter)}/D_{n50} \text{ (core)} = 4$$
 - For $P=0.5$ (with no filter layer)

$$D_{n50} \text{ (armour)}/D_{n50} \text{ (core)} = 3.2$$
- Design Wave Height
 - For two layer armour
 - Non depth Limited: the significant wave height (H_s)
 - Depth Limited: $H_2\%$ (1.4 times H_s) or H_b (Breaking wave height)
 - For single Layer armour
 - Non depth Limited: the $H_{1/10}$ (1.27 times H_s) wave height
 - Depth Limited: $H_2\%$ (1.4 times H_s) or H_b (Breaking wave height)
- Storm Duration Coefficient (N): 4000 waves.
- Damage Coefficient (S) shall be taken as follows:
 - "Start of Damage"
 - Rock $S=2$ (no damage/little displacement)
 - Cubes & Concrete units $Nod=0$ (no damage allowed)
 - "Failure"
 - Rock $S=8$
 - Cubes $Nod = 2$
 - Tetrapod $Nod = 1.5$
 - Single Layer Units $Nod = 0.5$
 - Where S shall be taken as two times Nod

Hudson Formula

- Design Wave Height
 - For two layer armour: the significant wave height (H_s)
 - For single Layer armour: the $H_{1/10}$ (1.27 times H_s) wave height
- Stability coefficients(K_d)
 - Irregular rock armour: Breaking waves $K_d=2$
Non breaking waves $K_d=4$
 - For Antifers: Normal attack $K_d=8$
Roundheads $K_d=5$

For proprietary single layer systems the K_d published for use with significant wave height shall be used to size the units.

4. Wave breaking criteria

The wave breaking at the slope of revetments is checked using the empirical equations reported by Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR Report 154). These equations use the surf similarity parameter ζ_m . This parameter describes the critical resonance

state at slope when the surf similarity is about 2 ~ 2.5. The design procedure is established on the basis of the Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering(CIRIA/CUR Report 154) and Shore Protection Manual(U.S. Army Corps of Engineers, 1984).

(1) a critical value for the Surf Similarity Parameter (ζ_{mc})

$$\zeta_{mc} = [6.2P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha}]^{1/(P+5)}$$

where,

P = Nominal Permeability Factor

α = Slope of Structure

(2) the Surf Similarity Parameter using the Mean Wave Period (ζ_m)

$$\zeta_m = \tan\alpha / \sqrt{s_m}$$

where, s_m = deep water wave steepness $s_m = \pi H / (g T_m^2)$

(3) Wave Breaking Criteria

The wave breaking on the slope can be identified with the comparison between surf similarity ζ_m and critical surf similarity ζ_{mc} . In case that the surf similarity parameter is smaller than the critical surf similarity parameter and surf similarity is about 1.5, the plunging wave exists on the slope. On the contrary, when the surf similarity parameter is larger than the critical surf similarity parameter and surf similarity is about 5, the surging wave exists on the slope.

100-year event

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	ζ_m	ζ_{mc}	Type	Section	ζ_m	ζ_{mc}	Type
SA	3.685	4.421	plunging	MI	3.512	4.727	plunging
SB	3.928	4.727	plunging	MJ	3.512	4.727	plunging
SC	3.665	4.727	plunging	MK	3.651	4.727	plunging
SD	3.631	4.727	plunging	ML	3.651	4.727	plunging
SE	3.612	4.727	plunging	MH	3.552	4.727	plunging
SF	3.845	4.727	plunging	MG(a)	3.593	4.727	plunging
SG	3.748	4.727	plunging	MG(b)	3.186	4.421	plunging
SH	3.601	4.727	plunging	MG(c)	3.113	4.421	plunging
SJ(a)	3.521	4.727	plunging	MG(d)	3.168	4.421	plunging
SN	3.574	4.727	plunging	MF	3.573	4.727	plunging
SJ(b)	3.552	4.727	plunging	ME	3.778	4.727	plunging
SK	3.552	4.727	plunging	MD	3.909	4.727	plunging
SL	3.552	4.727	plunging	MC	4.13	4.421	plunging
SM	3.552	4.727	plunging	MB	4.618	4.421	surging
Offshore Breakwater				MA	5.962	4.421	surging
I	3.521	4.727	plunging				
J	3.521	4.727	plunging				

5. Wave run up and overtopping

(1) Wave run up

The run up heights are calculated using one of two equations developed by Van der Meer's tests on the armour slope.

$$R_{ux} / H_s = a\zeta_m \quad \text{for } \zeta_m < 1.5$$

$$R_{ux} / H_s = a\zeta_m^c \quad \text{for } \zeta_m > 1.5$$

In case of permeable structure ($P > 0.4$) the formula yields.

$$R_{ux} / H_s = d$$

The coefficients a, b, c, d are shown in the following table.

Level(%)	a	b	c	d
0.1	1.12	1.34	0.55	2.58
1	1.01	1.24	0.48	2.15
2	0.96	1.17	0.46	1.97
5	0.86	1.05	0.44	1.68
10	0.77	0.94	0.42	1.45
Significant	0.72	0.88	0.41	1.35
mean	0.47	0.60	0.34	0.82

• Results

100-year event

Southern Breakwater		Main Breakwater	
Section	R_{us} (m)	Section	R_{us} (m)
SA	3.20	MI	6.70
SB	3.69	MJ	6.70
SC	4.10	MK	4.12
SD	4.16	ML	4.12
SE	4.19	MH	6.59
SF	4.43	MG(a)	6.47
SG	4.60	MG(b)	6.12
SH	4.90	MG(c)	6.20
SJ(a)	5.07	MG(d)	6.04
SN	4.96	MF	6.38
SJ(b)	6.59	ME	5.85
SK	6.59	MD	5.55
SL	6.59	MC	4.01
SM	6.59	MB	3.38
Offshore Breakwater		MA	2.28
I	6.70		
J	6.70		

(2) Overtopping

- Van der Meer and Janssen (1995)'s model

$$\xi_{op} < 2 : \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} \sqrt{\frac{s_{op}}{\tan\alpha}} = 0.06 \exp\left(-5.2 \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan\alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right)$$

$$\xi_{op} > 2 : \frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right)$$

where,

ζ_{op} : surf similarity parameter about T_P

R_c : crest freeboard

γ_r : surface roughness reduction factor

γ_b : berm influence factor

γ_h : influence factor of swallow water

γ_β : influence factor of angle of incident waves

- Results (Analysis outputs by CEM are attached in Appendix A)

100-year event

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	R_c (m)	q ($m^3/sec/m$)	Crest Elevation	Section	R_c (m)	q ($m^3/sec/m$)	Crest Elevation
SA	3.1	0.884E-3	6.1	MI	7.6	0.917 E-3	10.0
SB	3.5	0.977E-3	7.3	MJ	7.6	0.917 E-3	10.2
SC	4.2	0.853E-3	7.3	MK	4.2	0.915 E-3	6.8
SD	4.3	0.841E-3	7.3	ML	4.2	0.915 E-3	6.8
SE	4.3	0.933E-3	7.3	MH	7.4	0.920 E-3	10.0
SF	4.4	0.983E-3	7.3	MG(a)	7.4	0.920 E-3	10.0
SG	4.7	0.943E-3	7.3	MG(b)	7.4	0.920 E-3	9.8
SH	5.2	0.894E-3	7.9	MG(c)	7.4	0.920 E-3	10.2
SJ(a)	5.5	0.873E-3	8.1	MG(d)	7.1	0.926 E-3	9.8
SN	5.3	0.886E-3	7.9	MF	7.1	0.926 E-3	9.8
SJ(b)	7.4	0.920E-3	10.0	ME	6.2	0.959 E-3	8.8
SK	7.4	0.920E-3	10.0	MD	5.7	0.991 E-3	8.3
SL	7.4	0.920E-3	10.0	MC	3.8	0.914 E-3	6.8
SM	7.4	0.920E-3	10.0	MB	2.9	0.941 E-3	6.0
Offshore Breakwater				MA	1.6	0.802 E-3	6.0
I	7.6	0.917E-3	6.4				
J	7.6	0.917E-3	7.3				

6. Armor layers

(1) Required armour unit

Hudson(1974)'s formula

$$W_{50} = M_{50} \cdot g = \frac{\rho_c g H_s^3}{K_D \left(\frac{\rho_c}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

where,

H_s : characteristic wave height

M_{50} : mass of armour unit, $M_{50} = \rho_s (D_{n50})^3$

ρ_c : mass density of armour

ρ_w : mass density of water

α : slope angle (1V:1.33H)

K_D : stability coefficient

($\gamma_{core-loc} = 2.35 t/m^3$, $\gamma_{antifer} = 2.40 t/m^3$, $\gamma_{rock} = 2.6 t/m^3$, $\gamma_{water} = 1.03 t/m^3$)

- Core-Loc (single layer armour)
 - Significant wave height $H_s \Rightarrow H_{1/10}$
 - Trunk section: $K_D = 16$
 - Head section : $K_D = 13$
- Rock (two layer armour)
 - Non breaking wave : $K_D = 4$
 - Breaking wave : $K_D = 2$

Van der Meer(1987)'s formula

- Core-Loc

$$H_s / \Delta D_{n50} = 2.8$$

where, significant wave height $H_s \Rightarrow H_{1/10}$

D_{n50} : Nominal diameter of armour unit

- Rock

$$H_s / \Delta D_{n50} = 6.2 P^{0.18} (S / \sqrt{N})^{0.2} \zeta_m^{-0.5} \quad \text{for plunging waves}$$

$$H_s / \Delta D_{n50} = 1.0 P^{-0.13} (S / \sqrt{N})^{0.2} \sqrt{(\cot \alpha)} \zeta_m^P \quad \text{for surging waves}$$

where, $S = 2$ (no damage)

$N = 4000$ (the number of waves)

Results

	Section	Amour	$W_{50}(t)$	$V(m^3)$	Design $V(m^3)$	C (Core-loc)
Southern Breakwater	SA	Rock	1.13	-	-	-
	SB	Core-Loc	1.39	0.59	1.4	1.843
	SC	Core-Loc	2.05	0.87	2.4	2.206
	SD	Core-Loc	2.16	0.92	2.4	2.206
	SE	Core-Loc	2.24	0.95	3	2.376
	SF	Core-Loc	2.41	1.03	3	2.376
	SG	Core-Loc	2.81	1.20	3	2.376
	SH	Core-Loc	3.57	1.52	3.9	2.593
	SJ(a)	Core-Loc	4.09	1.74	3.9	2.593
	SN	Core-Loc	4.37	1.59	3.9	2.593
	SJ(b)	Core-Loc	9.15	3.89	5	2.817
	SK	Core-Loc	11.27	4.80	6.2	3.027
	SL	Core-Loc	11.27	4.80	5	2.817
Offshore Breakwater	SM	Core-Loc	9.15	3.89	6.2	3.027
	I	Core-Loc	12.05	5.13	5	2.817
Main Breakwater	J	Core-Loc	12.05	5.13	6.2	3.027
	MI	Core-Loc	9.79	4.17	5	2.817
	MJ	Core-Loc	12.05	5.13	6.2	3.027
	MK	Core-Loc	2.16	0.92	2.4	2.206
	ML	Core-Loc	2.66	1.13	2.4	2.206
	MH	Core-Loc	8.36	3.56	5	2.817
	MG(a)	Core-Loc	7.81	3.32	5	2.817
	MG(b)	Antifer	11.04	4.60	5	-
	MG(c)	Antifer	12	5.00	5	-
	MG(d)	Antifer	10.7	4.46	5	-
	MF	Core-Loc	7.54	3.21	3.9	2.593
	ME	Core-Loc	5.39	2.29	3	2.593
	MD	Core-Loc	4.39	1.87	2	2.206
	MC	Antifer	1.86	0.78	1.5	-
	MB	Rock	1.96	-	-	-
	MA	Rock	0.42	-	-	-

(2) Thickness of amour layer

The thickness of armour layer can be determined from the following formula

$$r = n \times k_{\Delta} \times (W_{50} / \gamma_r)^{1/3} \text{ for rock armour and antifer cube}$$

$$\text{or } r = 0.92 C \text{ for Core-loc}$$

where,

r = thickness of layer

n = the number of quarry stones in thickness comprising the layer

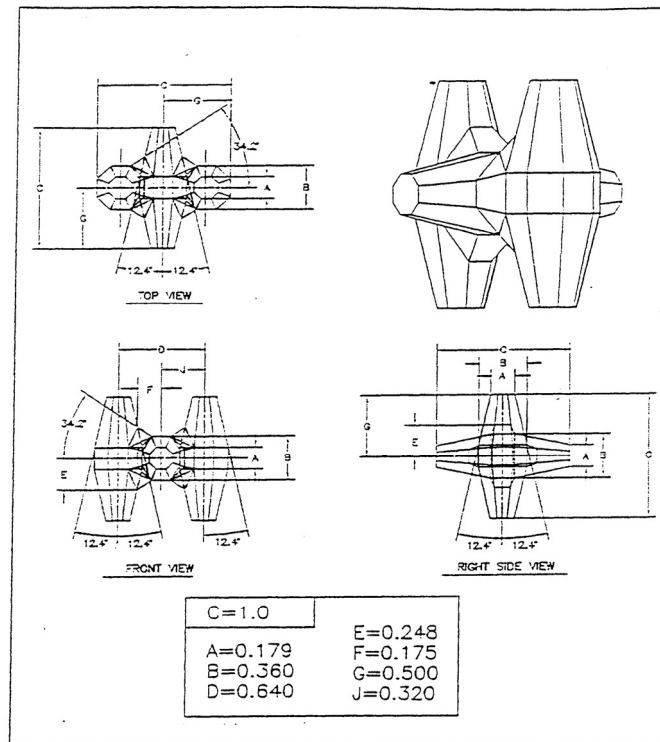
k_{Δ} = layer coefficient

(Core-Loc : 1.51, Antifer cube : 1.05, Rock : 1.1)

W_{50} = nominal weight of stone

C = characteristic length of Core-Loc

The geometry of Core-Loc is shown in the following figure and the layer thickness and the geometry are summarized in the next table.



Southern Breakwater			Main Breakwater		
Section	Amour	Thickness (m)	Section	Amour	Thickness (m)
SA	Rock	2.1	MI	Core-Loc	2.59
SB	Core-Loc	1.69	MJ	Core-Loc	2.79
SC	Core-Loc	2.03	MK	Core-Loc	2.03
SD	Core-Loc	2.03	ML	Core-Loc	2.03
SE	Core-Loc	2.19	MH	Core-Loc	2.59
SF	Core-Loc	2.19	MG(a)	Core-Loc	2.59
SG	Core-Loc	2.19	MG(b)	Antifer	3.6
SH	Core-Loc	2.38	MG(c)	Antifer	3.6
SJ(a)	Core-Loc	2.38	MG(d)	Antifer	3.6
SN	Core-Loc	2.38	MF	Core-Loc	3.0
SJ(b)	Core-Loc	2.59	ME	Core-Loc	2.38
SK	Core-Loc	2.79	MD	Core-Loc	2.03
SL	Core-Loc	2.59	MC	Antifer	2.4
SM	Core-Loc	2.79	MB	Rock	2.1
Offshore Breakwater			MA	Rock	2.1
I	Core-Loc	2.59			
J	Core-Loc				

(3) Size and thickness of filter layers

The weight of filter layer stone may be used 1/10 of armour unit weight and the thickness of filter layer can be determined from the following formula

$$r = n \times k_{\Delta} \times (W_{\text{filter}} / \gamma_s)^{1/3}$$

where,

r = thickness of filter layer

n = the number of quarry stones in thickness comprising the layer

k_{Δ} = layer coefficient (2 layers of quarry stones = 1.00)

W_{filter} = the weight of filter layer stone (= $W_{50} / 10$)

Filter requirement : $D_{n50}(\text{armour}) / D_{n50}(\text{filter}) = 2.0 \sim 2.3$

Southern Breakwater				Main Breakwater			
Section	W_{filter} (ton)	r (m)	$D_{n50}(\text{a})$ / $D_{n50}(\text{f})$	Section	W_{filter} (ton)	r (m)	$D_{n50}(\text{a})$ / $D_{n50}(\text{f})$
SA				MI	1.30	1.8	2.15
SB	0.33	1.3	2.23	MJ	1.60	2	2.16
SC	0.75	1.5	2.03	MK	0.75	1.5	2.03
SD	0.75	1.5	2.03	ML	0.75	1.5	2.03
SE	0.75	1.5	2.18	MH	1.30	1.8	2.15
SF	0.75	1.5	2.18	MG(a)	1.30	1.8	2.15
SG	0.75	1.5	2.18	MG(b)	0.75	1.8	2.59
SH	1.00	1.7	2.16	MG(c)	0.75	1.8	2.59
SJ(a)	1.00	1.7	2.16	MG(d)	0.75	1.8	2.59
SN	1.00	1.7	2.16	MF	1.00	1.7	2.16
SJ(b)	1.30	1.8	2.15	ME	1.00	1.7	2.16
SK	1.60	2	2.16	MD	0.75	1.5	2.03
SL	1.30	1.8	2.15	MC	0.75	1.8	1.73
SM	1.60	2	2.16	MB			
Offshore Breakwater				MA			
I	1.30	1.8	2.15				
J	1.60	2	2.16				

7. Wave wall

(1) Wave force (BS6349, Part 7)

- Horizontal pressure (t/m²/m)

$$P_H = K\rho_W L \left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5 \right)$$

where,

H_s : significant wave height at the structure site

H_c : crest height of rubble mound

L : wave length corresponding to the significant in water depth

ρ_W : unit weight of water

K : dimensionless coefficient (≈ 0.1 ; average value)

- Horizontal force (ton/m)

$$F_H = P_H \times h_f F_H = P_H \times h_f$$

where, h_f : height of the crown face

- Uplift force (ton/m)

$$F_V = P_{V=H} \times (B_c/2)$$

where, B_c : width of the crown

- Results

	Section	F_H (t/m)	P_H (t/m ² /m)	F_V (t/m)	P_V (t/m ² /m)
Southern Breakwater	SA	0.23	0.11	0.31	0.11
	SB	0.08	0.02	0.07	0.02
	SC	1.31	0.40	1.11	0.40
	SD	1.58	0.48	1.34	0.48
	SE	1.73	0.52	1.47	0.52
	SF	2.33	0.71	1.98	0.71
	SG	3.10	0.94	2.63	0.94
	SH	3.05	0.78	2.19	0.78
	SJ(a)	4.00	0.98	4.07	0.98
	SN	3.30	0.85	2.37	0.85
	SJ(b)	16.692	2.782	11.587	2.782
	SK	16.524	2.754	11.705	2.754
	SL	16.524	2.754	11.705	2.754
	SM	10.493	1.749	7.433	1.749
Main Breakwater	MI	17.432	2.905	8.716	2.905
	MJ	11.795	1.902	6.468	1.902
	MK	3.423	1.317	3.621	1.317
	ML	3.428	1.318	3.626	1.318
	MH	16.692	2.782	8.346	2.782
	MG(a)	15.738	2.623	7.869	2.623
	MG(b)	15.213	2.623	7.869	2.623
	MG(c)	16.976	2.738	8.214	2.738
	MG(d)	13.972	2.409	7.227	2.409
	MF	13.972	2.409	7.227	2.409
	ME	11.626	2.194	6.581	2.194
	MD	11.620	2.421	7.263	2.421
	MC	1.832	0.555	1.665	0.555
	MB	0.999	0.476	1.427	0.476
	MA	N/A	N/A	N/A	N/A

(2) Stability

- Weight $W = \gamma_{rc} \times A_{crown}$
- Sliding $T = \mu \times W$ (friction coefficient $\mu=0.6$)

$$S.F. = \frac{T}{F_h}$$

- Overturning

- resisting moment

$$M_r = W_{crown} \times arm$$

- overturning moment

$$M_o = F_H \times r_H + F_V \times r_V$$

- S.F. $S.F. = \frac{M_R}{M_o}$

• Results

	Section	W	T	M_r	M_o
Southern Breakwater	SA	16.41	9.85	50.59	1.41
	SB	19.94	11.96	66.73	0.40
	SC	19.94	11.96	66.73	6.30
	SD	19.94	11.96	66.73	7.62
	SE	19.94	11.96	66.73	8.33
	SF	19.94	11.96	66.73	11.27
	SG	19.94	11.96	66.73	14.95
	SH	26.83	16.10	85.97	14.13
	SJ(a)	37.00	22.20	176.26	30.78
	SN	26.83	16.10	85.97	15.31
	SJ(b)	42.582	25.549	216.988	114.420
	SK	48.293	28.976	242.814	115.901
	SL	43.181	25.909	224.278	115.901
	SM	48.293	28.976	242.814	73.600
Main Breakwater	MI	37.718	22.631	135.301	87.162
	MJ	43.515	26.109	175.287	65.889
	MK	17.625	10.575	55.362	17.728
	ML	19.623	11.774	59.612	17.751
	MH	37.718	22.631	135.301	83.458
	MG(a)	37.718	22.631	135.301	78.689
	MG(b)	37.130	22.278	132.383	75.594
	MG(c)	38.305	22.983	138.219	85.481
	MF(a)	37.130	22.278	132.383	69.427
	MF(b)	37.130	22.278	132.383	69.427
	ME	35.661	21.397	125.089	57.130
	MD	34.193	20.516	117.794	56.939
	MC	29.786	17.872	95.909	9.685
	MB	17.331	10.399	57.174	6.759
	MA	12.866	7.720	-	-

• Factor of Safety

	Section	Sliding	Overturning	Uplift
Southern Breakwater	SA	42.21	35.87	52.67
	SB	145.78	168.37	285.84
	SC	9.17	10.59	17.98
	SD	7.58	8.76	14.87
	SE	6.93	8.01	13.59
	SF	5.13	5.92	10.06
	SG	3.86	4.46	7.57
	SH	5.28	6.08	12.25
	SJ(a)	5.55	5.73	9.10
	SN	4.88	5.62	11.30
	SJ(b)	1.531	1.896	3.675
	SK	1.753	2.095	4.126
	SL	1.568	1.935	3.689
	SM	2.761	3.299	6.497
Offshore Breakwater	I	-	-	-
	J	-	-	-
Main Breakwater	MI	1.298	1.552	4.327
	MJ	2.213	2.660	6.727
	MK	3.089	3.123	4.867
	ML	3.434	3.358	5.412
	MH	1.356	1.621	4.519
	MG(a)	1.438	1.719	4.793
	MG(b)	1.464	1.751	4.719
	MG(c)	1.354	1.617	4.663
	MF(a)	1.594	1.907	5.138
	MF(b)	1.594	1.907	5.138
	ME	1.840	2.190	5.419
	MD	1.765	2.069	4.708
	MC	9.755	9.903	17.885
	MB	10.407	8.459	12.141
	MA	N/A	N/A	N/A

(3) Structural Integrity

The Structural Integrity check was carried out for Section MI as critical case.

• Design Criteria

① Concrete

Weight : 24 kN/m³

Grade : C40/20 (f_{cu} = 40 MPa)

Permissible Tensile Strength : 2.02 N/mm²

Permissible Shear Strength : 2.19 N/mm²

(While the concrete grade of wave wall is Grade 40, permissible tensile strength of Concrete Grade 30 shown on BS5337 is used to check the structural integrity conservatively.)

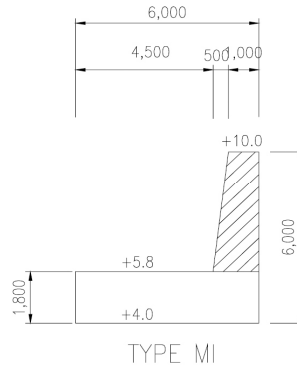
② Stainless Steel Anchor (SS316)

Size : Dia.25mm

Grade : A4 Grade 50

Ultimate Strength (Uf) : 500 N/mm²

• Section



• Load

- Wave Force

Please refer to the clause 6.1.

- Traffic Load

It is assumed that 0.5HA traffic load in accordance with BS5400 will be applied on the base slab of wave wall conservatively.

Notional lane = $4.5/2 = 2.25\text{m}$

0.5Uniform distributed load (UDL) per notional lane (up to 30m)
 $= 0.5 \times 30.0 = 15.0 \text{ kN/m}$

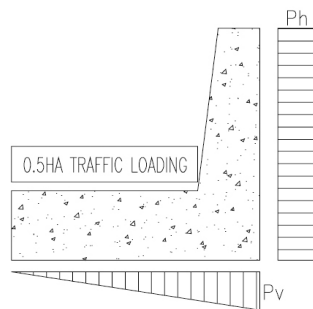
0.5Uniform distributed load (UDL) = $15.0 \text{ kN/m} / 2.25\text{m} = 6.67 \text{ kN/m}^2$
 (BS5400 : Part 2 :1978)

0.5Nominal knife edge load (KEL) per notional lane = $0.5 \diamond 120 = 60 \text{ kN}$

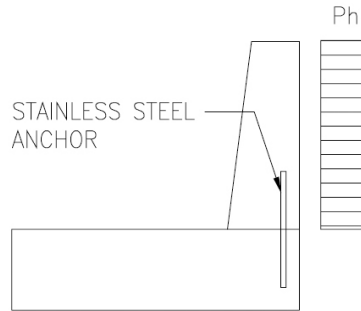
0.5Nominal knife edge load (KEL) = $60 \text{ kN} / 3.0\text{m} = 20.0 \text{ kN/m}$

- Dead Load

Self Weight of Concrete = 24.0 kN/m^3



• Structural Integrity Check of Vertical Wall



① Vertical Wall

$$M_{\max} = 2.782 \text{ tonf/m}^2 \times 9.8 \times 4.2 \times 4.2 / 2 = 240.46 \text{ kN} \cdot \text{m (SLS)}$$

$$S_{\max} = 2.782 \text{ tonf/m}^2 \times 9.8 \times 4.2 = 114.51 \text{ kN (SLS)}$$

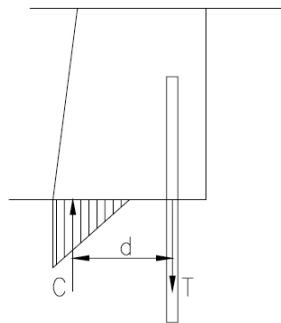
$$2^{\text{nd}} \text{ Intertia at Critical Section (I)} = bh^3/12 = 1 \times 1.5^3 / 12 = 0.281 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Maximum tensile stress } \sigma &= \frac{M_{\max}}{I} y = 240.46 / 0.281 \times (1.5 / 2) \\ &= 0.64 \text{ N/mm}^2 < 2.02 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{Shear stress } \tau = \frac{S_{\max}}{A} = 114.51 / (1 \times 1.5) = 0.08 \text{ N/mm}^2 < 2.19 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

② Stainless Steel Anchor at Construction Joint

It is assumed that the tensile force due to bending moment and shear force at the construction joint due to wave force is resisted by stainless steel anchor.



$$M_{\max} = 240.46 \text{ kN-m (SLS)}$$

$$S_{\max} = 114.51 \text{ kN (SLS)}$$

$$M_{\max} = 240.46 \times 1.6 = 384.74 \text{ kN-m (ULS)}$$

$$S_{\max} = 114.51 \times 1.6 = 183.22 \text{ kN (ULS)}$$

$$d = (1/3) \times (1.5/2) + (1.5/2 - 0.1 - 0.02/2) = 890 \text{ mm}$$

$$T \times d = M_{\max}$$

$$0.89T = 384.74 \text{ kN-m}$$

$$T = 432.29 \text{ kN (per 1m)}$$

5 Nos. of Anchor per 1m will be provided. (C.T.C=200mm)

$$T = 86.46 \text{ kN (per anchor)}$$

$$S = 36.64 \text{ kN (per anchor)}$$

- Tensile Capacity

$$\begin{aligned} \text{Tensile Capacity} &= p_t \times \text{Area} = 290 \text{ N/mm}^2 \times (\pi/4 \times 25^2) \\ &= 142.28 \text{ kN} > 86.46 \text{ kN} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{where } p_t = 0.58 U_f = 0.58 \times 500 = 290 \text{ N/mm}^2 \text{ (Refer to BS5950)}$$

- Shear Capacity

$$\begin{aligned} \text{Shear Capacity} &= p_s \times \text{Area} = 240 \text{ N/mm}^2 \times (\pi/4 \times 25^2) \\ &= 117.75 \text{ kN} > 36.64 \text{ kN} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{where } p_s = 0.48 U_f = 0.48 \times 500 = 240 \text{ N/mm}^2 \text{ (Refer to BS5950)}$$

- Combined Shear and

$$F_s / P_s + F_t / P_t = 86.46 / 142.48 + 36.64 / 117.75 = 0.92 < 1.4 \quad \text{O.K.}$$

- Anchorage Length

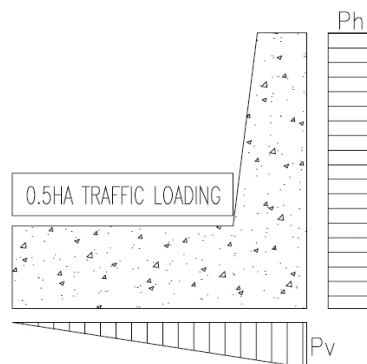
$$F_s = f_b \times \pi \times \phi \times L = 138.95 \text{ kN} > 86.46 \text{ kN}$$

$$\text{where } f_b = \beta \sqrt{f_{cu}} = 0.28 \times \text{sqrt}(40) = 1.77 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

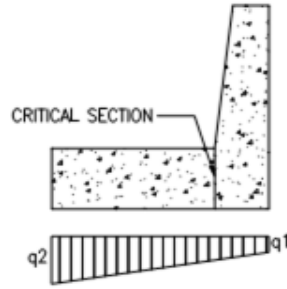
(β is taken as 0.28 which is bond stress for plane bar conservatively.)

• Base

Applied Load is shown on the following sketch.



The distribution of soil pressure under the base of wave wall considering self weight, wave force and traffic loads is shown on the following sketch.



$$q1 = 59.18 \text{ kN/m}^2$$

$$q2 = 96.51 \text{ kN/m}^2$$

It is assumed that the base of wave wall is cantilevered beam with 4.5m length and 1m width. Maximum bending moment and shear force at critical section are as follows.

$$M = 176.72 \text{ kN} \cdot \text{m (SLS)}$$

$$S = 72.88 \text{ kN} \cdot \text{m (SLS)}$$

$$2^{\text{nd}} \text{ Intertia at Critical Section (I)} = bh^3/12 = 1 \times 1.8^3 / 12 = 0.486 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Maximum tensile stress } \sigma &= \frac{M_{\text{max}}}{I} y = 176.72 / 0.486 \times (1.8 / 2) \\ &= 0.33 \text{ N/mm}^2 < 2.02 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{Shear stress } \tau = \frac{S_{\text{max}}}{A} = 72.88 / (1 \times 1.8) = 0.04 \text{ N/mm}^2 < 2.19 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

8. Slope stability analysis and settlement of the proposed breakwaters

(1) Introduction

This report will convey about the geotechnical review for the ground condition around the proposed breakwater as well as the stability calculation and settlement check of those areas based on the soil test reports and 'Tender Documents'.

This report checks the design for breakwater and reclamation area with additional soil information provided in tender bulletin # 1~21 and old soil information provided in tender document.

- Design Standards

Design standards used in the analysis are as Table 1. Design Standards.

Table 1. Design standards

No.	Name of standards, process	Code
1	Soil Mechanics	NAVFAC Design Manual 7.1
2	Foundation and Earth Structures	NAVFAC Design Manual 7.2
3	Soil Dynamics, Deep Stabilization and Special Geotechnical Construction	NAVFAC Design Manual 7.3

(2) Slope Stability Analysis of the Breakwater

① General

In this chapter, the slope stability of the proposed breakwaters is analyzed based on the soil investigations carried out in 1990, 1992 and 2005.

② Summary of the soil investigation results

- Sandy soil with gravel

Sand layers are composed of the medium to coarse carbonate sand (N=23) and the shell fragments. This sand layer is detected in a few area.

- Detrital Limestone

Detrital Limestone layers are well cemented with frequent large sand. The value of point load test is 2.45~3.76Mpa. This layer is usually detected at Main Breakwater and North Channel areas.

- Calcarenite

Calcarenite layers are composed of the weak to moderately weak calcarenite. The value of Unconfined Compressive Strength is 1.1~26.16Mpa. This layer is detected at whole areas and forms the surface layer of seabed.

- Limestone

Limestone layers are composed of the weak to moderately strong limestone with 3.62~30.13Mpa Unconfined Compressive Strength. This layer is detected at whole areas and forms the bedrock.

- Design values of soil properties

Based on the additional soil investigation and the tender design document, the design properties of soil are selected to analyze the proposed breakwater as following Table 2.

Table 2. Soil properties for stability analysis

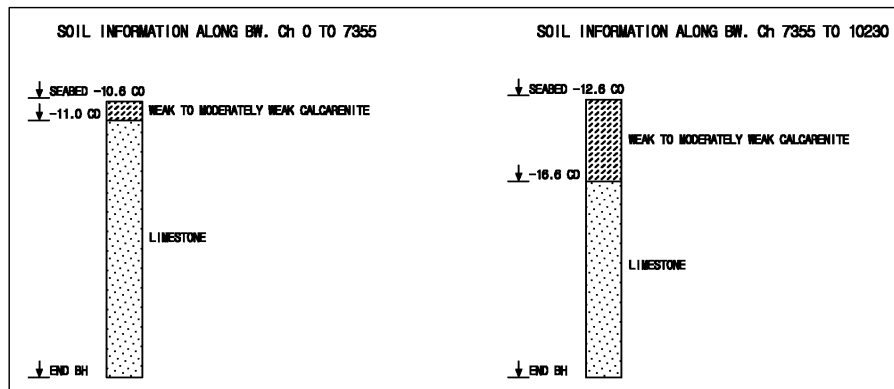
Soil	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ°	remarks
medium to dense sand	18	18	0	30	
antifer blocks	24	24			
rock armour	26.5	26.5	10	45	
quarry run(screened)	26.5	26.5	10	37	
quarry run(unscreened)	26.5	26.5	10	35	
dredged material	18	18	10	35	
concrete	24	24			
bedrock	26.5	26.5	100	35	

* water : $\gamma_w = 10.25 \text{ kN/m}^3$

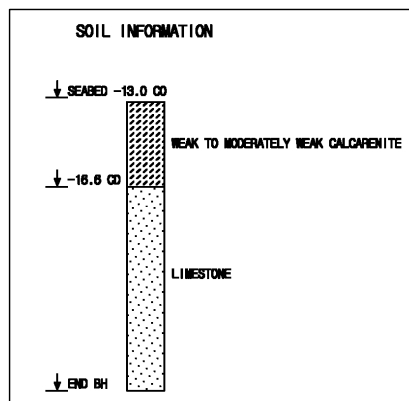
(3) Typical Profile Sections and Design Criteria

① Typical profile sections

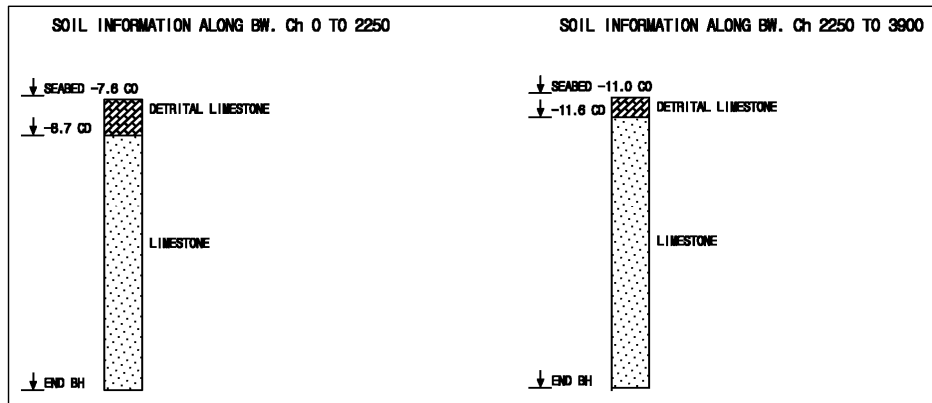
가. Southern Breakwater & Southern Road & Service Causeway Reclamation



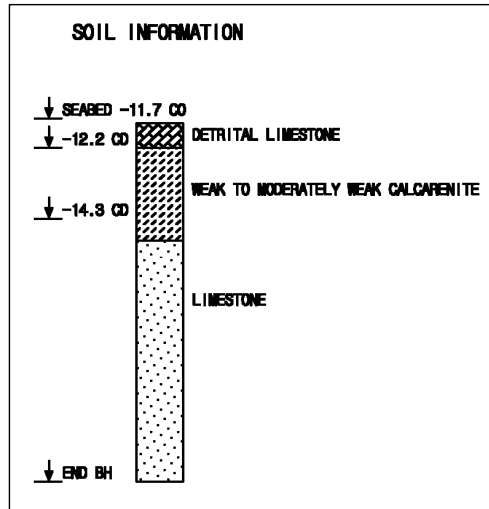
나. Outer Offshore Breakwater



다. Main Breakwater (inner section)



라. Main Breakwater (outer section)



② Design criteria

- Design W.L = +2.60 m CD
- Service load : 50 kPa
- Factor of safety for slope stability F.S. \approx 1.25

③ Analysis program: SLOPE/W by GEOSTUDIO

(4) Slope Stability Analysis Results

For each proposed breakwater, the slope stability analyses were carried out based on the typical soil profiles of each breakwater. The slope analysis results for the proposed breakwater can be summarized as follows.

Table 3. Factors of safety

Section		Chainage	F.S	
			sea side	port side
Southern Breakwater	S A	0~1350	1.978	1.993
	S B	1350~1600	2.303	1.956
	S C	1600~3550	2.447	1.639
	S D	3550~4570	2.495	1.762
	S E	4570~5500	2.421	1.605
	S F	5500~7020	2.257	1.819
	S G	7020~7310	2.353	1.502
	S H	7310~8080	2.302	1.484
	S J(a)	8080~10230	2.186	1.685
	S J(b)		2.265	1.690
	S K	10230	2.724	-
	S N	10230	2.252	1.478
South Breakwater Spur	S L	0~352	2.283	2.283
	S M	352	2.107	-
Main Breakwater	M A&M B	0~700	3.232	-
	M C	700~1000	2.993	-
	M D	1000~1675	2.556	1.720
	M E	1675~2250	2.345	1.614
	M F	2250~3900	1.790	1.544
	M G(D, B)	3900~7410	1.763	1.424
	M G(C)		1.763	1.425
	M G(A)		1.805	1.422
	M H	7570~8235	2.238	1.676
	M I	8235~9930	2.635	2.487
	M J	9930	1.753	-
Main Breakwater Spur	M K	0~500	1.816	-
	M L	500	2.191	-
Outer Offshore Breakwater	I I	-	2.416	-
	J J	-	1.800	-

As shown in the Table 3, the proposed breakwaters are stable under estimated soil conditions.

(5) Settlement Analysis of Proposed Breakwaters

① Theoretical background

The settlement checking for under layer of breakwater is performed for the soft layer (clay, silt, sand and so on) and the magnitude of settlement for each layer is maximum value estimated at the centerline of proposed breakwater.

The settlements of the sandy layers are estimated by De Beer's method, which is used to estimate the settlement of sandy soil using SPT 'N' value.

$$S = 0.04 \frac{P_o}{N} H \cdot \log \left(\frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right) \quad \text{De Beer's equation}$$

where,

S = settlement(m)

P_o = present effective overburden pressure(ton)

ΔP = applied effective overburden pressure(ton)

N = average N value for each layer

The consolidation settlements are calculated using the following equations.

- Consolidation settlement

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e_o} H \log \left(\frac{P_o + \Delta P}{P_o} \right) \text{ for normally consolidated clay}$$

where,

ΔH = consolidation settlement(m)

C_c = compression index

e_o = initial void ratio

H = thickness of consolidation layer(m)

P_o = present effective overburden pressure(ton)

ΔP = applied effective overburden pressure(ton)

- Consolidation time for the required residual settlement

$$t = \frac{T_v}{c_v} H^2$$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U}{100} \right)^2 \text{ for } U < 60\%$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - U) \text{ for } U \geq 60\%$$

where,

t = consolidation time

c_v = coefficient of consolidation

H = drain length(m)

U = degree of consolidation (%)

T_v = nondimensional time factor

② Settlement Analysis

Based upon the site conditions presented in typical profile sections, soft layers does not detected at the seabed layer and it is composed with the rocks (limestone and calcarenite). Therefore, the settlement analysis is not necessary for this soil condition.

(6) Evaluation of liquefaction

① Theoretical background

'Liquefaction' is a generic name given to a family of phenomena occurring in saturated sands and silty sands, typically loose, during and after an earthquake. Seismic liquefaction involves reaching a condition of zero effective stress as a result of cyclic shear stress induced due to earthquake shaking.

Assessment of liquefaction potential should normally be carried out when loose cohesionless soils are present close to ground surface and below the water table.

In general, no specific liquefaction analysis is necessary where cohesionless soil has one or more of the following characteristics.

- Clay content of more than 20% with a plasticity index I_p greater than 10%, fines content of more than 35%.
- In situ relative density in the range dense to very dense(Relative density D_r of greater than about 60%).
- In situ permeability of typically greater than 10^{-4} m/s, for example clean medium grained sand and coarse material.

Seed(1979) and Seed and De Alba(1983) developed the use of the standard penetration test to predict the occurrence or non occurrence of liquefaction in horizontal deposits of saturated sand. This empirical method is based on case histories in which liquefaction has, or has not, been observed(the Berkeley Catalogue).

Fear and McRoberts(1995) completely re evaluated the Berkeley catalogue data and proposed a set of correction, which is less conservative at higher shear stress levels. They have been adopted for calculation of CRR(Cyclic Resistance Ratio) in this report.

Simplified procedure for cyclic liquefaction assessment is as follows.

- If fine contents(%) > 35 %, material is cohesive and subject only to potential cyclic mobility and limited deformation, Liquefaction unlikely.
- If $(N_1)_{60} > 13$, according to Fear and McRoberts(1995) study, liquefaction may unlikely occur in case of sand with fines.
- Otherwise, compute the cyclic stress ratio, R_i , using the following equation.

$$R_i = \frac{\tau}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot a_{\max} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d$$

where,

R_i = cyclic stress ratio(CSR)

r_d = $1.0 - 0.015z$, a stress reduction coefficient

z = depth in metres

$\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$ = ratio of total and effective vertical stress

a_{\max} = maximum horizontal acceleration in g .

- Modify the values of SPT using the equation.

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

where,

$(N_1)_{60}$ = normalized N value to hammer efficiency and to 100kPa
using effective stress correction factor. C_N

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{1/2} = \text{effective stress correction factor.}$$

σ'_{vo} = effective overburden pressure in kPa.

- Compute CRR using the ready to use chart developed by Fear and McRoberts(1995)
- Compare CSR(earthquake generated Cyclic Stress Ratio) and CRR(Cyclic Resistance Ratio)

② Liquefaction analysis

From the soil investigation results, the loose sand layer, which can be liquefied during the seismic loading, is not found under breakwater. Therefore, the liquefaction analysis is not necessary in this soil condition.

9. Conclusion

This report suggests the alternative design of breakwaters to be constructed at Ras Laffan, Qatar. The major change of this alternative is that the Antifer armour is replaced to Core Loc armour. The Core loc armour units (CLI) are considered as the most attractive solution for breakwater due to its superior hydraulic stability, cost effectiveness and reduced overtopping rates by high porosity ratio (60%). The merits of Core loc armour units can be summarized as follows:

- Superior Hydraulic Stability Due To High Interlocking Capability
- Higher Stability Coefficients in Hudson and Van der Meer Formula
- Reduced Overtopping Due To A High Porosity Ratio
- Increased Wave Energy Dissipation Capabilities
- Proven Structural Robustness using finite element methods and full drop tests
- Simple Casting and Minimum Storage and Easy Handling
- Cost and Time Effective Solutions by single layer placement

For each proposed breakwater, the slope stability analyses were carried out based on the typical soil profiles of each breakwater. Conclusively, the proposed breakwaters are stable under estimated soil conditions, and the effects of settlement and liquefaction is too small to make an adverse effects of geotechnical aspects.

APPENDIX I

Analysis output of Overtopping by CEM

1. Section SA

PartVISTOCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.6 sec

H_s: 2.1 m H_{2%}: 2.94 m

Avg. slope: 1.5 Equivalent Slope: 1.5

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 3 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H _s	2.1	m
H _{2%}	2.94	
Slope	1.5	
Equiv Slope	1.5	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0181933	
Surf Similarity Parameter	4.94258	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
3	1.42857	0.00113218
3.1	1.47619	0.000883848
3.2	1.52381	0.000689983
3.3	1.57143	0.00053864
3.4	1.61905	0.000420493
3.5	1.66667	0.000328261
3.6	1.71429	0.000256259

2. Section SB

PartVISTOCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.6 sec

H_s: 2.35 m H_{2%}: 3.29 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 3 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H _s	2.35	m
H _{2%}	3.29	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0203591	
Surf Similarity Parameter	5.26949	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
3	1.2766	0.00295394
3.1	1.31915	0.00236757
3.2	1.3617	0.00189759
3.3	1.40426	0.00152091
3.4	1.44681	0.001219
3.5	1.48936	0.000977025
3.6	1.53191	0.00078308

3. Section SC

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 8.6 sec

H_s: 2.7 m H_{2%}: 3.78 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₀: 0 m ? 0 deg

Y_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: Rc: 4 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	8.6	sec
H _s	2.7	m
H _{2%}	3.78	m
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0233913	
Surf Similarity Parameter	4.9161	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
4	1.48148	0.00125356
4.1	1.51852	0.00103396
4.2	1.55556	0.000852829
4.3	1.59259	0.000703428
4.4	1.62963	0.0005802
4.5	1.66667	0.00047856
4.6	1.7037	0.000394725

Ready

4. Section SD

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 8.6 sec

H_s: 2.75 m H_{2%}: 3.85 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₀: 0 m ? 0 deg

Y_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: Rc: 4 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	8.6	sec
H _s	2.75	m
H _{2%}	3.85	m
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0238245	
Surf Similarity Parameter	4.87121	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
4	1.45455	0.00148228
4.1	1.49091	0.0012269
4.2	1.52727	0.00101552
4.3	1.56364	0.000840555
4.4	1.6	0.000695737
4.5	1.63636	0.000575869
4.6	1.67273	0.000476653

Ready

5. Section SE

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.6 sec

H_s 2.78 m H? 3.892 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 4 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H _s	2.78	m
H _{2%}	3.892	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0240844	
Surf Similarity Parameter	4.84485	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
4	1.43885	0.00163473
4.1	1.47482	0.00135585
4.2	1.51079	0.00112454
4.3	1.54676	0.000932697
4.4	1.58273	0.000773581
4.5	1.61871	0.00064161
4.6	1.65468	0.000532152

6. Section SF

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.7 sec

H_s 2.85 m H? 3.99 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 4 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H _s	2.85	m
H _{2%}	3.99	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	118.127	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0241265	
Surf Similarity Parameter	4.84062	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
4	1.40351	0.00203918
4.1	1.43386	0.00169909
4.2	1.47368	0.00141572
4.3	1.50877	0.0011796
4.4	1.54386	0.000982871
4.5	1.57895	0.000818949
4.6	1.61404	0.000682366

7. Section SG

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² T₁ φ: 8.7 sec

H_s: 3 m H₂?: 4.2 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 4.5 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	8.7	sec
H _s	3	m
H ₂ %	4.2	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	118.127	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0253963	
Surf Similarity Parameter	4.71805	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
4.5	1.5	0.0013334
4.6	1.53333	0.0011212
4.7	1.56667	0.000942769
4.8	1.6	0.000792734
4.9	1.63333	0.000666577
5	1.66667	0.000560496
5.1	1.7	0.000471297

8. Section SH

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² T₁ φ: 8.7 sec

H_s: 3.25 m H₂?: 4.55 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 5 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	8.7	sec
H _s	3.25	m
H ₂ %	4.55	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	118.127	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0275127	
Surf Similarity Parameter	4.53296	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
5	1.53846	0.00123096
5.1	1.56923	0.00104896
5.2	1.6	0.000893863
5.3	1.63077	0.0007617
5.4	1.66154	0.000649078
5.5	1.69231	0.000553107
5.6	1.72308	0.000471327

9. Section SJ(a)

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.7 sec

H_s 3.4 m H? 4.76 m

Avg. slope 1 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 5 m 0.1 m 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H _s	3.4	m
H _{2%}	4.76	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	118.127	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0287825	
Surf Similarity Parameter	4.43184	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
5	1.47059	0.00187464
5.1	1.5	0.00160878
5.2	1.52941	0.00138063
5.3	1.55882	0.00118483
5.4	1.58824	0.00101679
5.5	1.61765	0.000872592
5.6	1.64706	0.000748841

10. Section SN

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.7 sec

H_s 3.3 m H? 4.62 m

Avg. slope 1 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 5 m 0.1 m 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.7	sec
H _s	3.3	m
H _{2%}	4.62	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	118.127	m
Wave Steepness (s ₀)	0.027936	
Surf Similarity Parameter	4.49849	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
5	1.51515	0.00142178
5.1	1.54545	0.0012145
5.2	1.57576	0.00103744
5.3	1.60606	0.000886196
5.4	1.63636	0.000757
5.5	1.66667	0.000646638

11. Section SJ(b)

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H_{2%}: 6.16 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

12. Section SK

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H_{2%}: 6.16 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

13. Section SL

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H_{2%}: 6.16 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

14. Section SM

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H_{2%}: 6.16 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

15. Section I

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.5 m H? ϕ : 6.3 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 7 m 0.1 m 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.5	m
H _{2%}	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

16. Section J

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.5 m H? ϕ : 6.3 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 7 m 0.1 m 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.5	m
H _{2%}	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

17. Section MI

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.5 m H_{2%}: 6.3 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.5	m
H _{2%}	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

18. Section MJ

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.5 m H_{2%}: 6.3 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d_{2%}: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.5	m
H _{2%}	6.3	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0326321	
Surf Similarity Parameter	4.16223	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.55556	0.001835
7.1	1.57778	0.00163474
7.2	1.6	0.00145635
7.3	1.62222	0.00129742
7.4	1.64444	0.00115583
7.5	1.66667	0.0010297
7.6	1.68889	0.000917327

19. Section MK

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.6 sec

H_s 2.72 m H? 3.808 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 4 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H _s	2.72	m
H _{2%}	3.808	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0235646	
Surf Similarity Parameter	4.898	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
4	1.47059	0.00134139
4.1	1.50735	0.00110797
4.2	1.54412	0.000915166
4.3	1.58088	0.000755915
4.4	1.61765	0.000624376
4.5	1.65441	0.000515726
4.6	1.69118	0.000425983

20. Section ML

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 8.6 sec

H_s 2.72 m H? 3.808 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 4 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	8.6	sec
H _s	2.72	m
H _{2%}	3.808	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	115.427	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0235646	
Surf Similarity Parameter	4.898	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
4	1.47059	0.00134139
4.1	1.50735	0.00110797
4.2	1.54412	0.000915166
4.3	1.58088	0.000755915
4.4	1.61765	0.000624376
4.5	1.65441	0.000515726
4.6	1.69118	0.000425983

21. Section MH

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H₂: 6.16 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H ₂ %	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

22. Section MG(a)

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s: 4.4 m H₂: 6.16 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H ₂ %	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

23. Section MG(b)

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 9.4 sec

H_s 4.4 m H? 6.16 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 7 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	9.4	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	137.901	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0319069	
Surf Similarity Parameter	4.20926	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573
7.6	1.72727	0.000726442

24. Section MG(c)

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g) 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s 4.4 m H? 6.16 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope 1.33

d? 0 m ? 0 deg

γ_r 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta: # entries:

Rc: 7 m 0.1 m 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	4.4	m
H _{2%}	6.16	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0233	
Surf Similarity Parameter	4.92573	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
7	1.59091	0.00147623
7.1	1.61364	0.00131168
7.2	1.63636	0.00116548
7.3	1.65909	0.00103557
7.4	1.68182	0.000920137
7.5	1.70455	0.000817573

25. Section MG(d)

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s: 4.25 m H₂: 5.95 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	4.25	m
H ₂ %	5.95	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0225057	
Surf Similarity Parameter	5.0119	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
7	1.64706	0.00104654
7.1	1.67059	0.000926014
7.2	1.69412	0.000819371
7.3	1.71765	0.000725009
7.4	1.74118	0.000641514
7.5	1.76471	0.000567635
7.6	1.78824	0.000502263

26. Section MF

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s: 4.25 m H₂: 5.95 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 7 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	4.25	m
H ₂ %	5.95	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0225057	
Surf Similarity Parameter	5.0119	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m?sec/m
7	1.64706	0.00104654
7.1	1.67059	0.000926014
7.2	1.69412	0.000819371
7.3	1.71765	0.000725009
7.4	1.74118	0.000641514
7.5	1.76471	0.000567635
7.6	1.78824	0.000502263

27. Section ME

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² T₁ φ: 11 sec

H_s: 3.8 m H₂?: 5.32 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: Rc: 6 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	11	sec
H _s	3.8	m
H ₂ %	5.32	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0201227	
Surf Similarity Parameter	5.30036	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
6	1.57895	0.00126085
6.1	1.60526	0.0010996
6.2	1.63158	0.000958971
6.3	1.65789	0.000836326
6.4	1.68421	0.000729367
6.5	1.71053	0.000636087
6.6	1.73684	0.000554736

28. Section MD

PartV5TCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec² T₁ φ: 11 sec

H_s: 3.55 m H₂?: 4.97 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₂: 0 m ? 0 deg

γ_r: 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: Rc: 5.5 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec ²
Top	11	sec
H _s	3.55	m
H ₂ %	4.97	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0187988	
Surf Similarity Parameter	5.48382	
Gamma_b	1	
Gamma_h	1	
Gamma_beta	1	
Gamma_product	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ³ /sec/m
5.5	1.5493	0.0013283
5.6	1.57746	0.00114731
5.7	1.60563	0.000990981
5.8	1.6338	0.000855954
5.9	1.66197	0.000739325
6	1.69014	0.000638588
6.1	1.71831	0.000551576

29. Section MC

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s: 2.5 m H_{2%}: 3.5 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₅₀: 0 m ? 0 deg

γ : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 3.5 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	2.5	m
H _{2%}	3.5	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0132386	
Surf Similarity Parameter	6.53472	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
3.5	1.4	0.00170617
3.6	1.44	0.00138576
3.7	1.48	0.00112553
3.8	1.52	0.00091416
3.9	1.56	0.000742487
4	1.6	0.000603054
4.1	1.64	0.000489804

30. Section MB

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s: 2 m H_{2%}: 2.8 m

Avg. slope: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d₅₀: 0 m ? 0 deg

γ : 0.5

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start: 2.5 m Delta: 0.1 m # entries: 8

Ready

Table VI-5-11/Equations VI-5-24 to 5-26
Overtopping formula by van der Meer & Janssen

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	2	m
H _{2%}	2.8	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.0105909	
Surf Similarity Parameter	7.30604	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
2.5	1.25	0.00266322
2.6	1.3	0.00205348
2.7	1.35	0.00158334
2.8	1.4	0.00122084
2.9	1.45	0.000941327
3	1.5	0.000725812
3.1	1.55	0.000559638

31. Section MA

PartVISTCODES

File Options View Help

Units: ☒ Metric ☐ English ☐ Use Scientific Notation ☐ Overlay Results on Graph

☐ Manually enter gammas

Gravity (g): 9.806 m/sec? Tl ϕ : 11 sec

H_s: 1.2 m H₂: 1.68 m

Avg. slope 1: 1.33 Equivalent Slope: 1.33

d?: 0 m ? 0 deg

☒ Long Crested ☐ Short Crested

Start Delta # entries:

Rc: 1.5 m 0.1 m 8

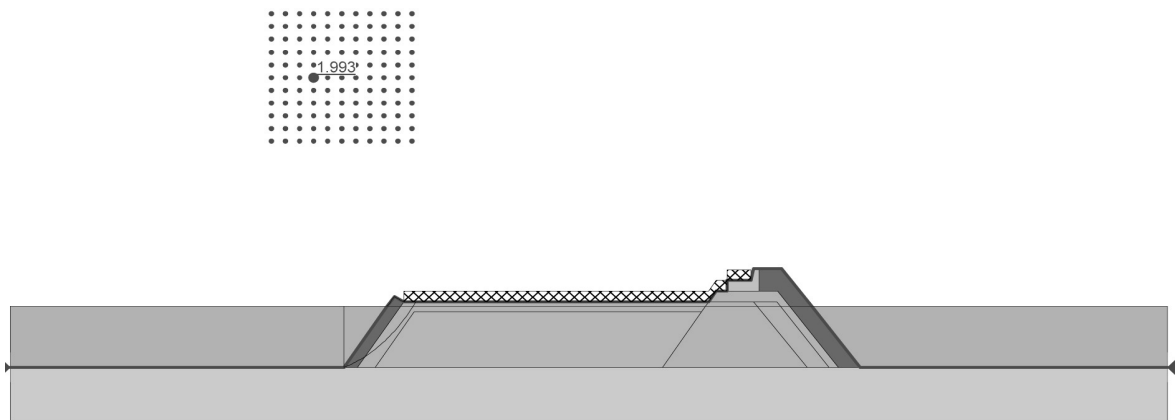
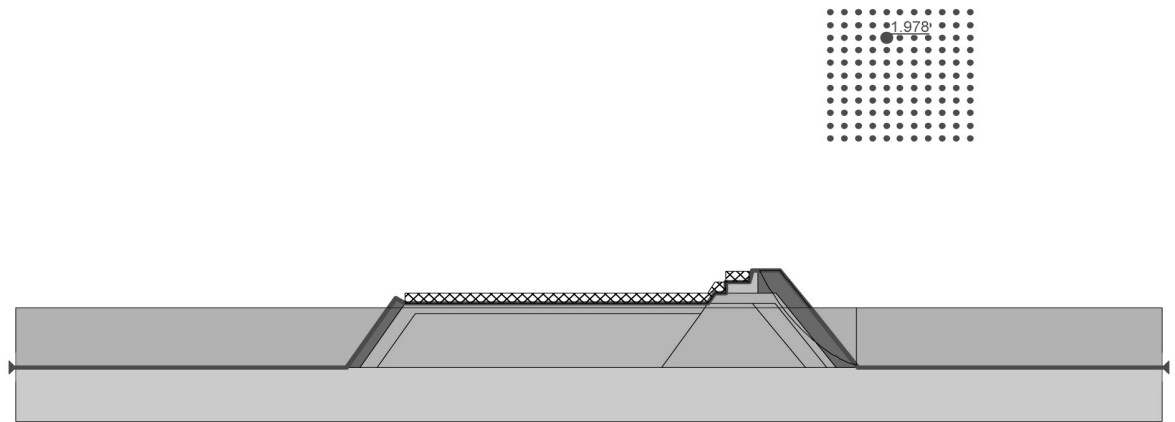
Ready

Item	Value	Units
Gravity	9.806	m/sec
Top	11	sec
H _s	1.2	m
H ₂ %	1.68	
Slope	1.33	
Equiv Slope	1.33	
db	0	
Beta	0	deg
Gamma r	0.5	
Deepwater Wavelength (L ₀)	188.841	m
Wave Steepness (s ₀)	0.00635454	
Surf Similarity Parameter	9.43206	
Gamma _b	1	
Gamma _h	1	
Gamma _{beta}	1	
Gamma _{product}	0.5	
Rc (m)	Rc/Hs	q m ² /sec/m
1.5	1.25	0.00123775
1.6	1.33333	0.00080249
1.7	1.41667	0.00052029
1.8	1.5	0.000337327
1.9	1.58333	0.000218704
2	1.66667	0.000141795
2.1	1.75	9.19323e-005

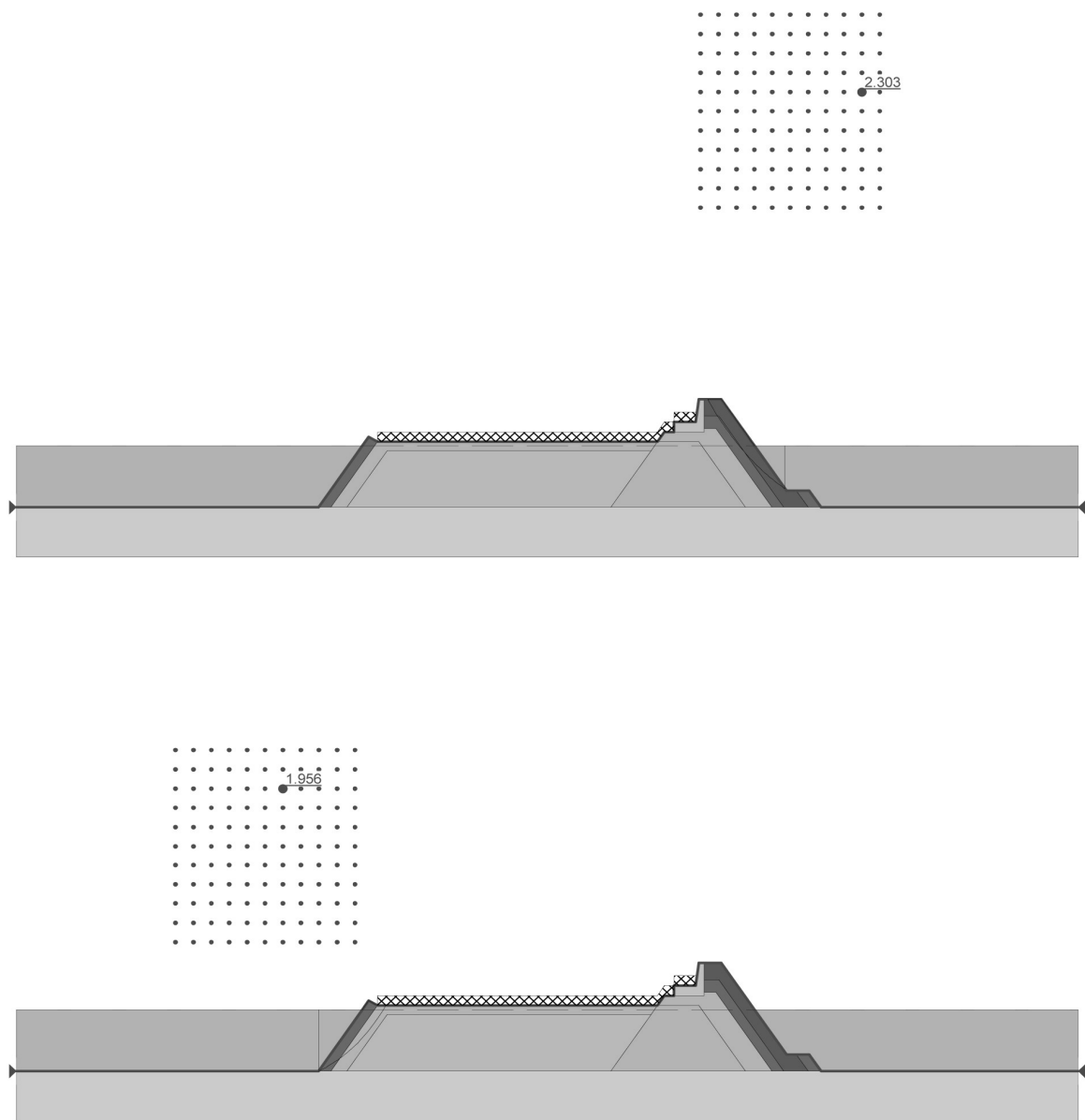
APPENDIX II

Analysis Output of Slope Stability

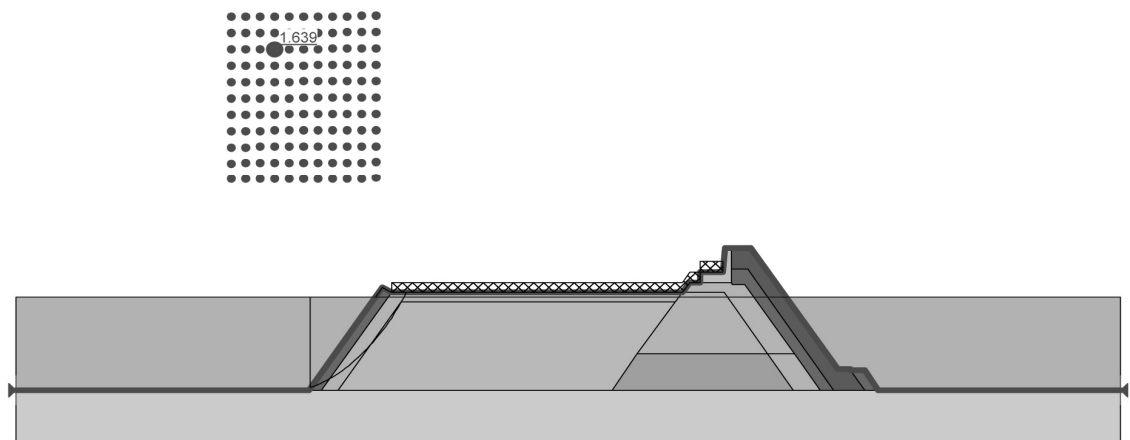
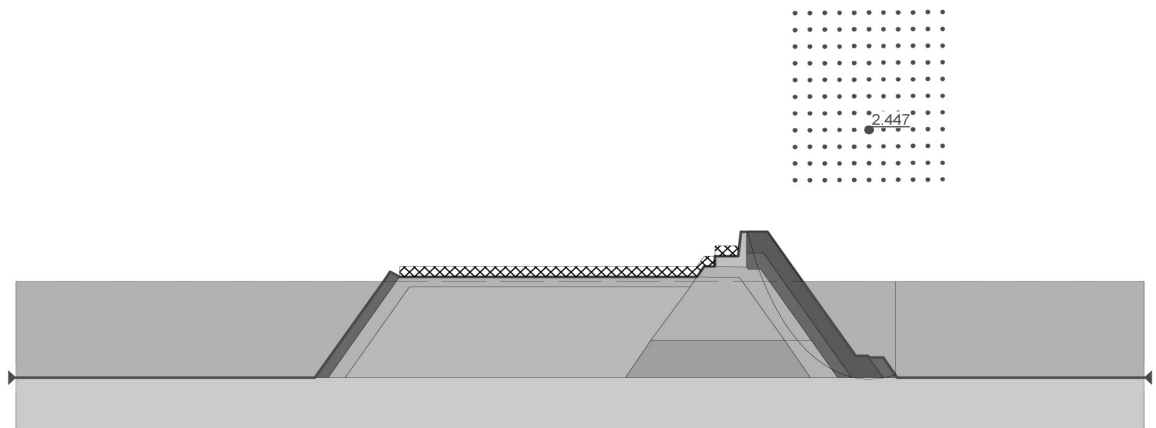
- Southern Breakwater Section S - A



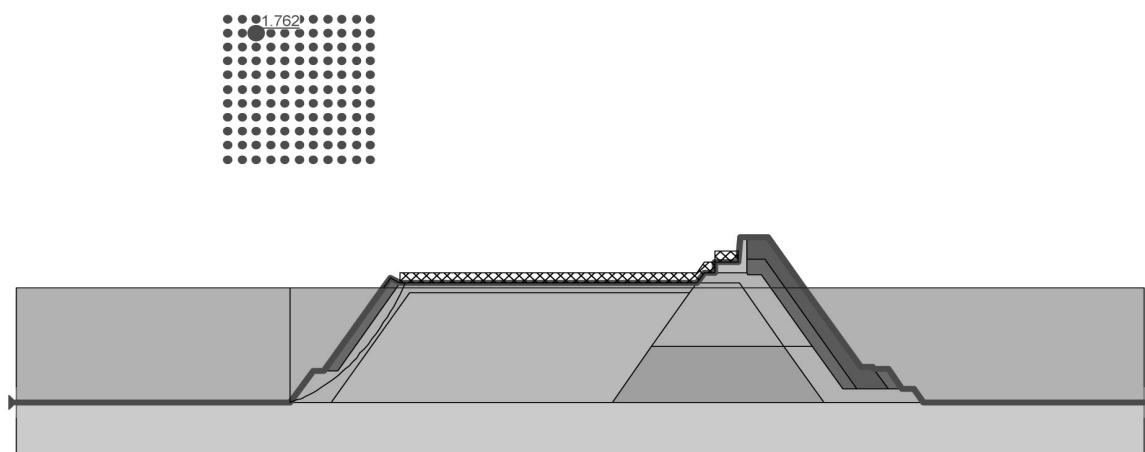
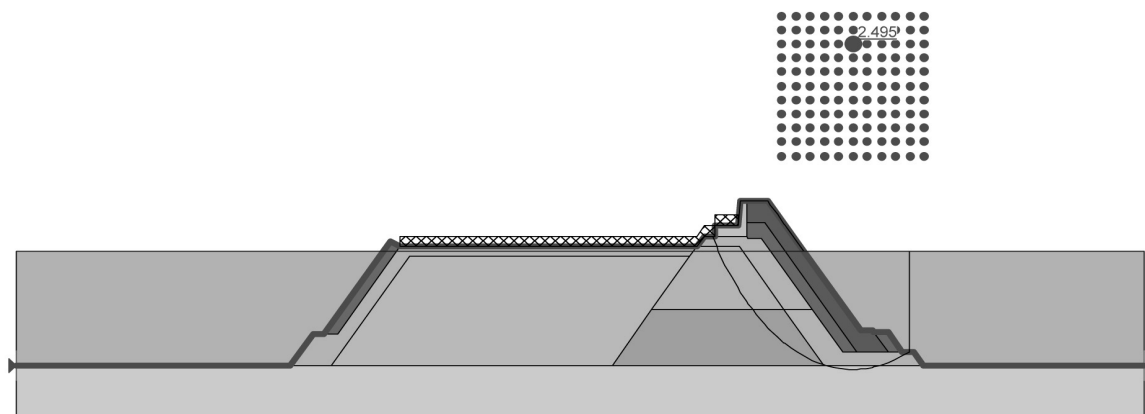
- Southern Breakwater Section S - B



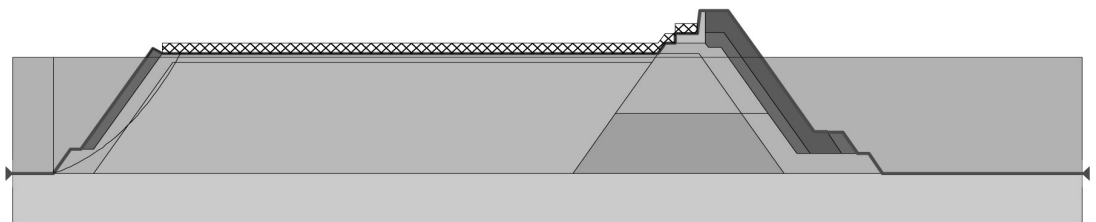
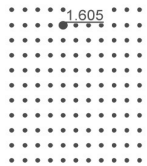
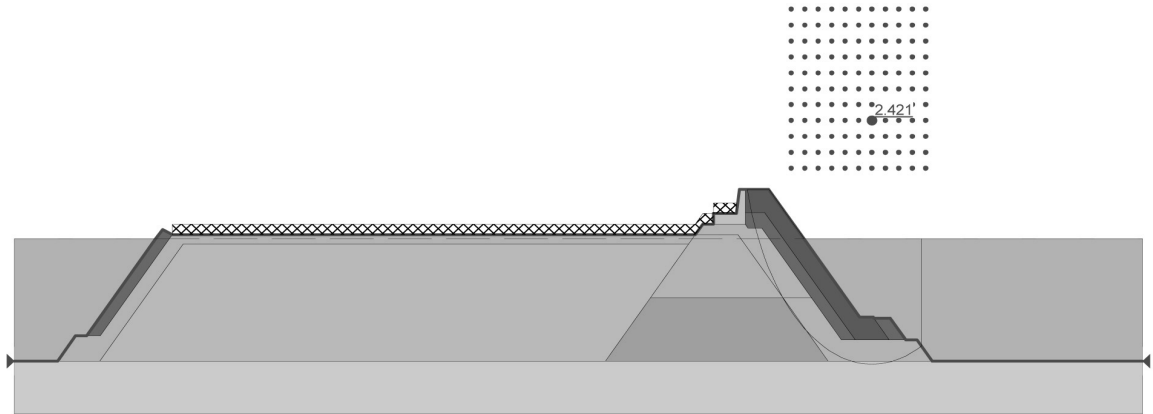
- Southern Breakwater Section S - C



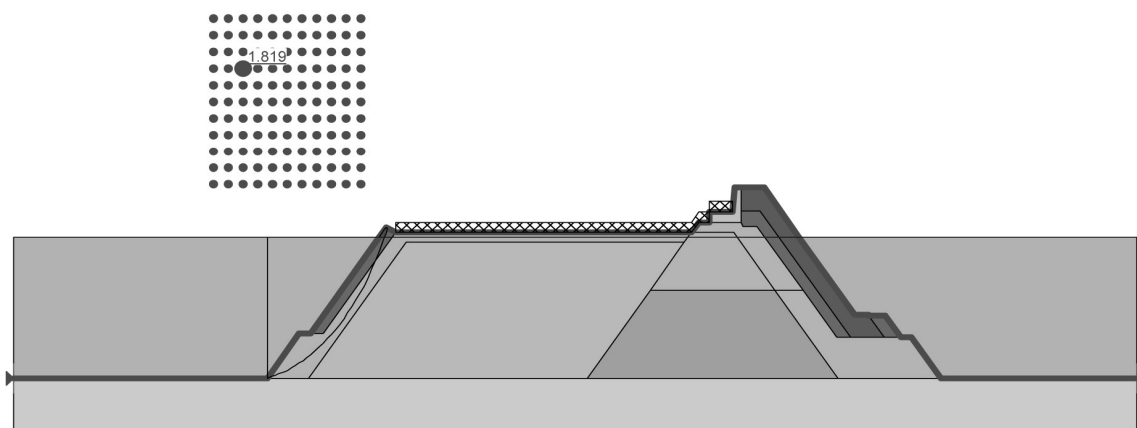
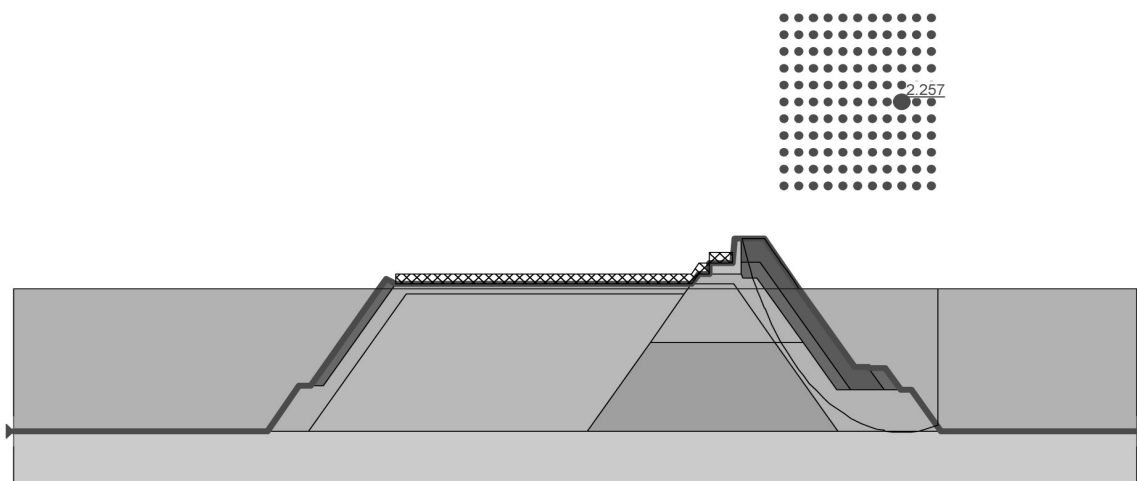
- Southern Breakwater Section S - D



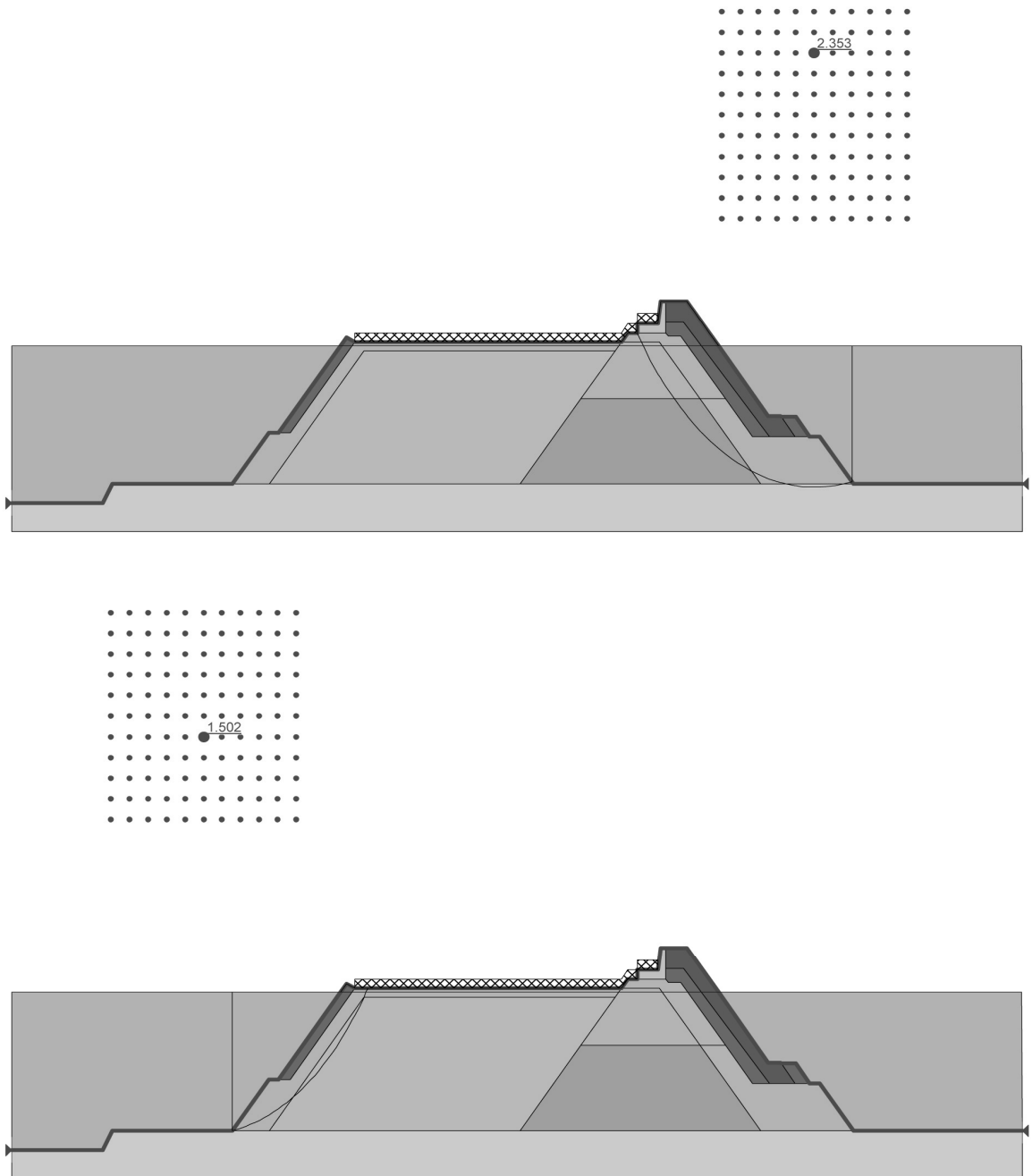
- Southern Breakwater Section S - E



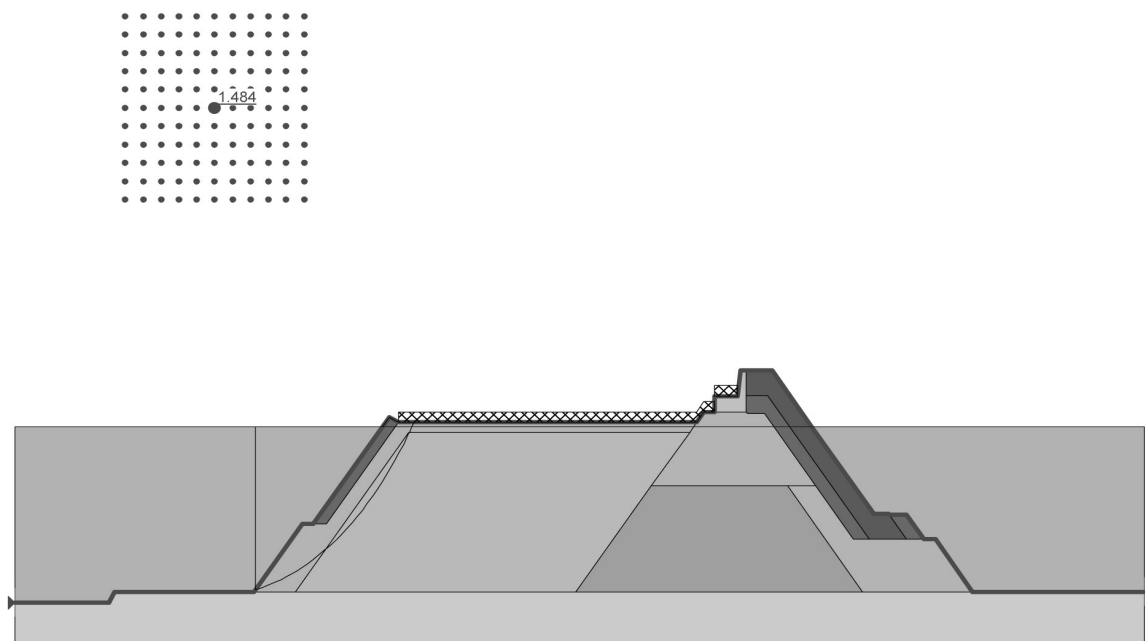
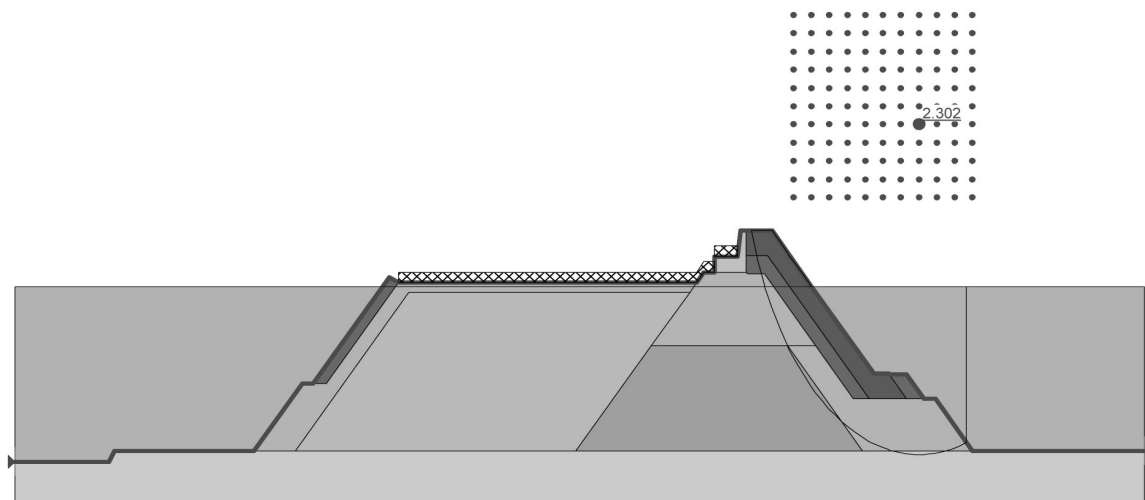
- Southern Breakwater Section S - F



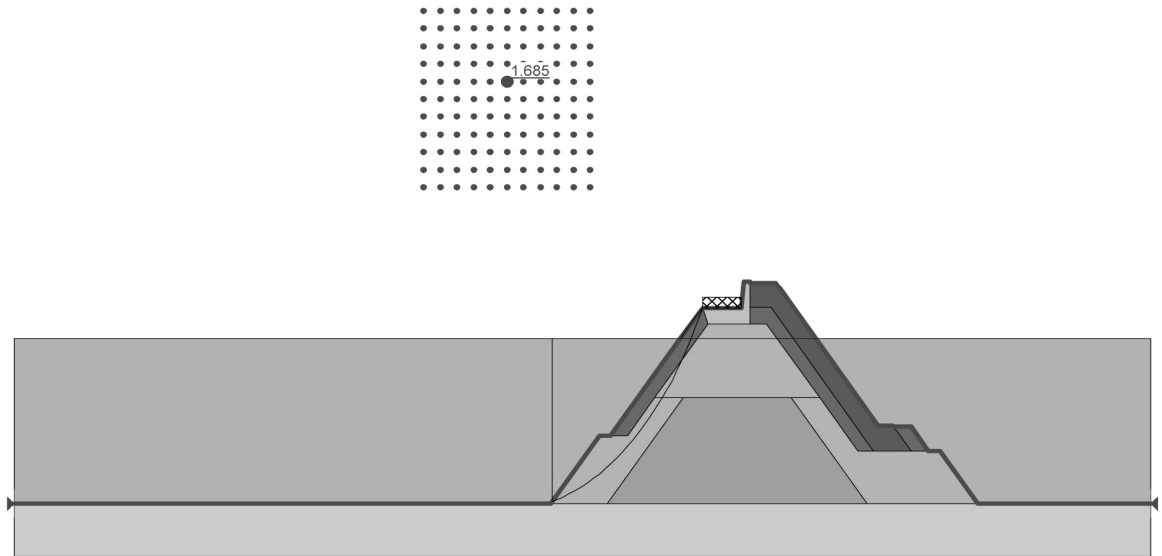
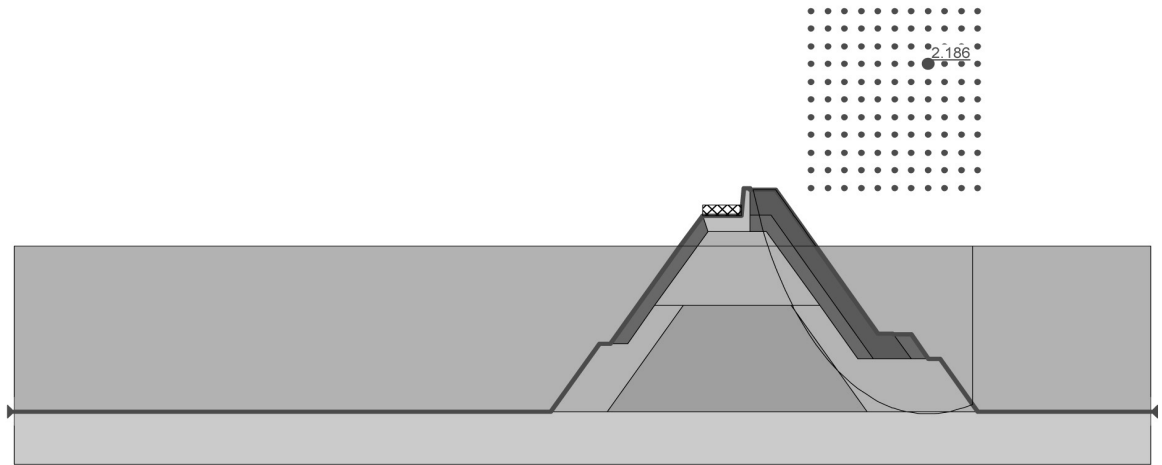
- Southern Breakwater Section S - G



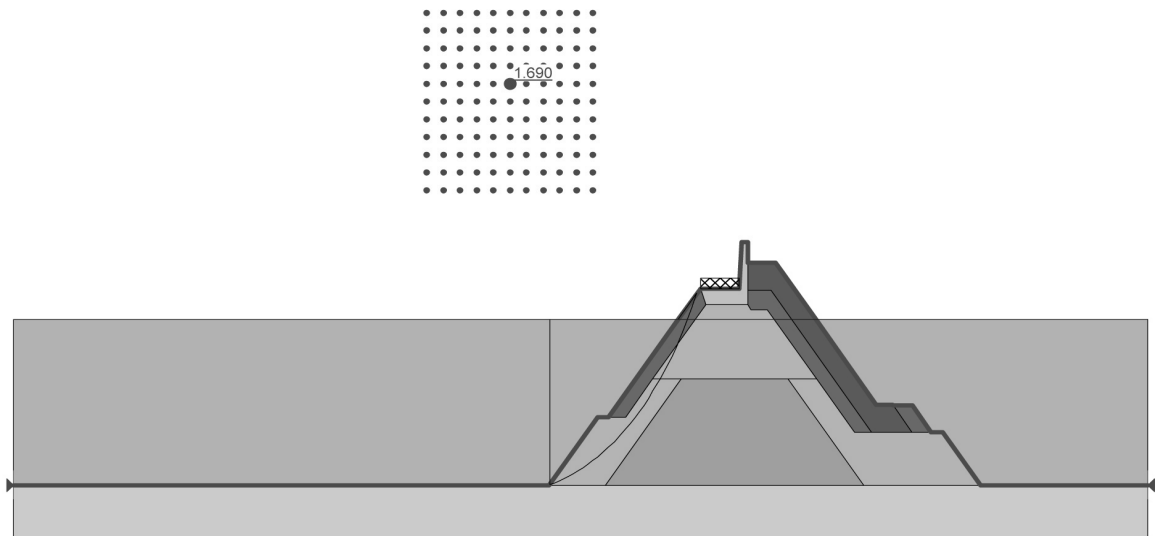
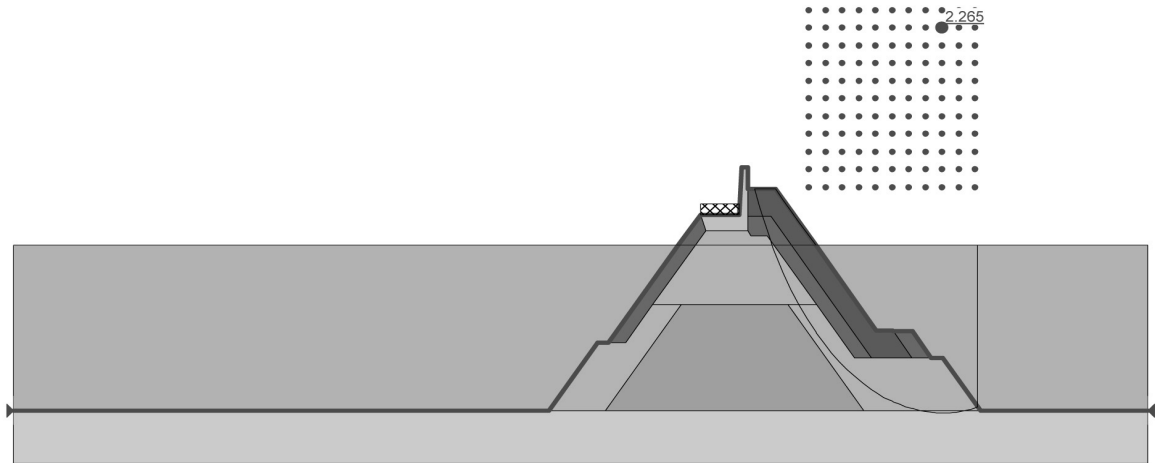
- Southern Breakwater Section S - H



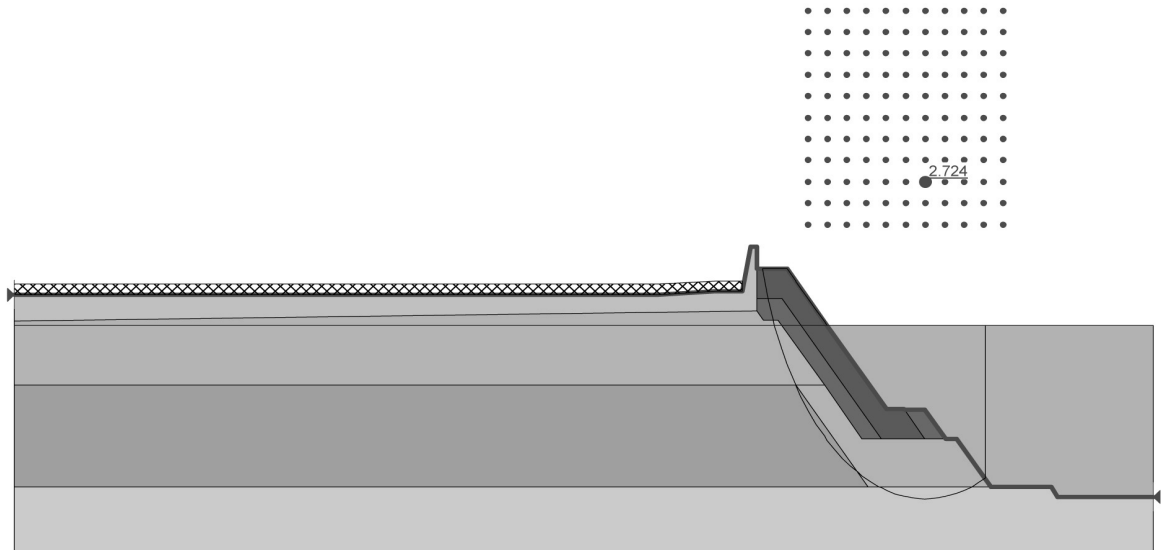
- Southern Breakwater Section S - J(A)



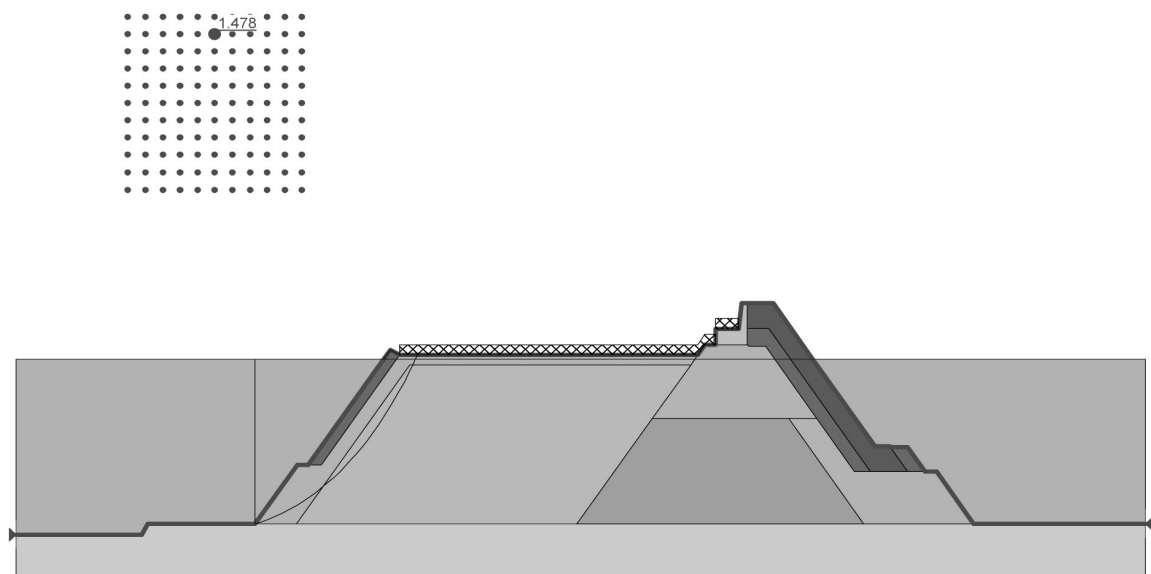
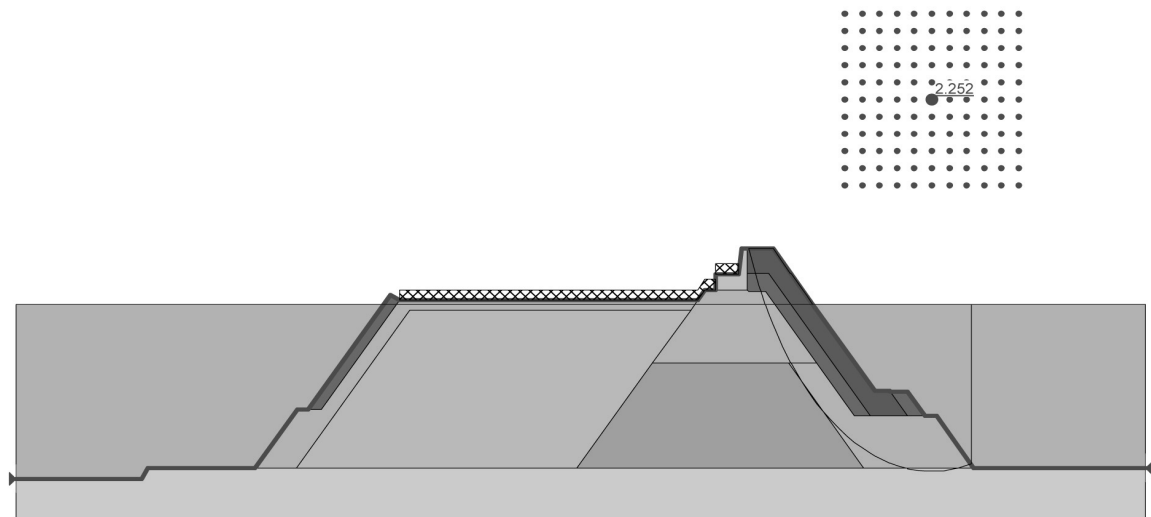
- Southern Breakwater Section S - J(B)



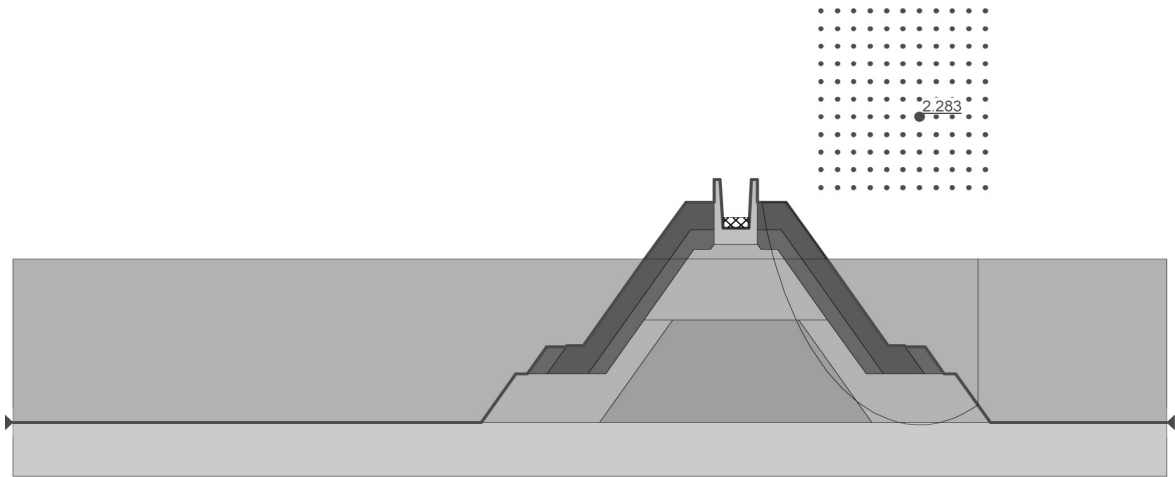
- Southern Breakwater Section S - K



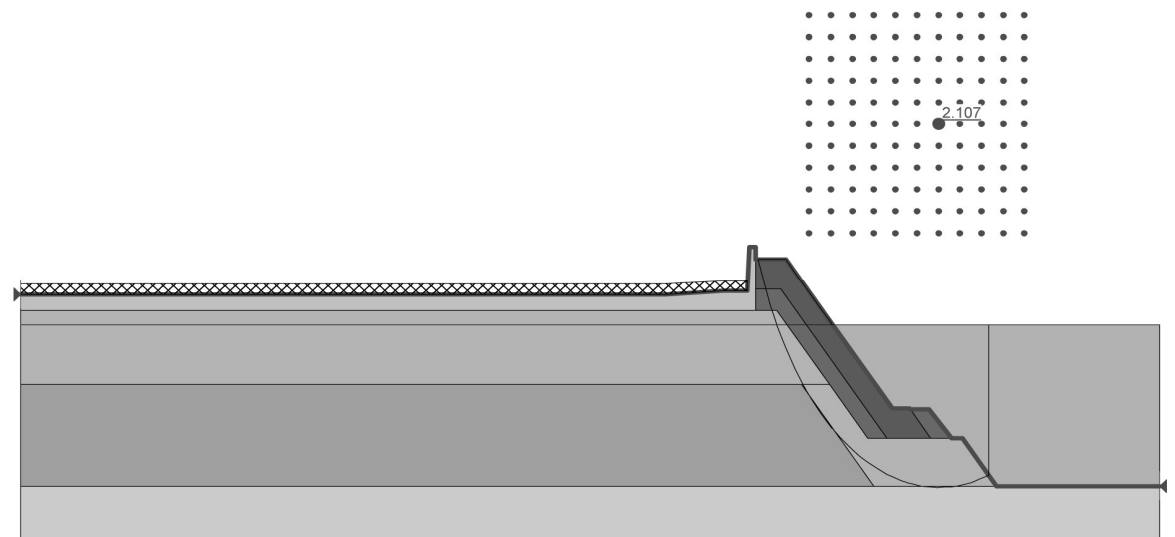
- Southern Breakwater Section S - N



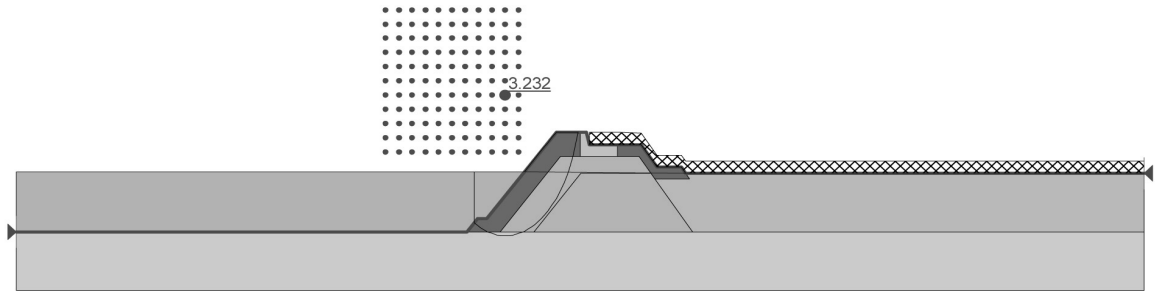
- Southern Breakwater Spur Section S - L



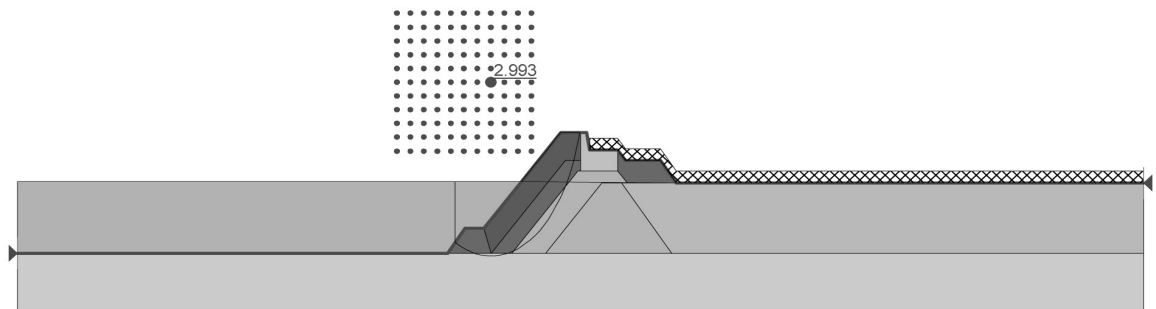
- Southern Breakwater Spur Section S - M



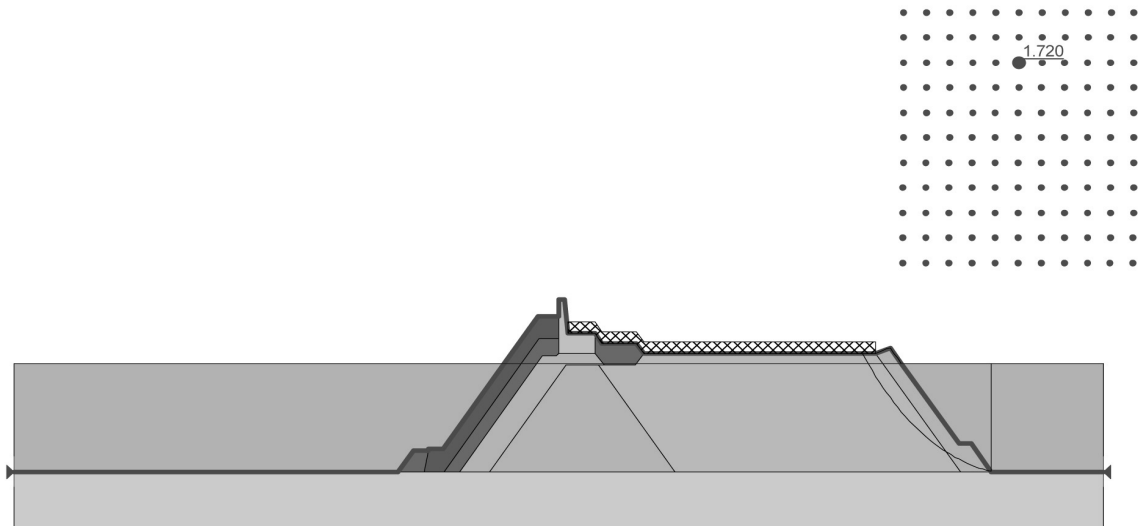
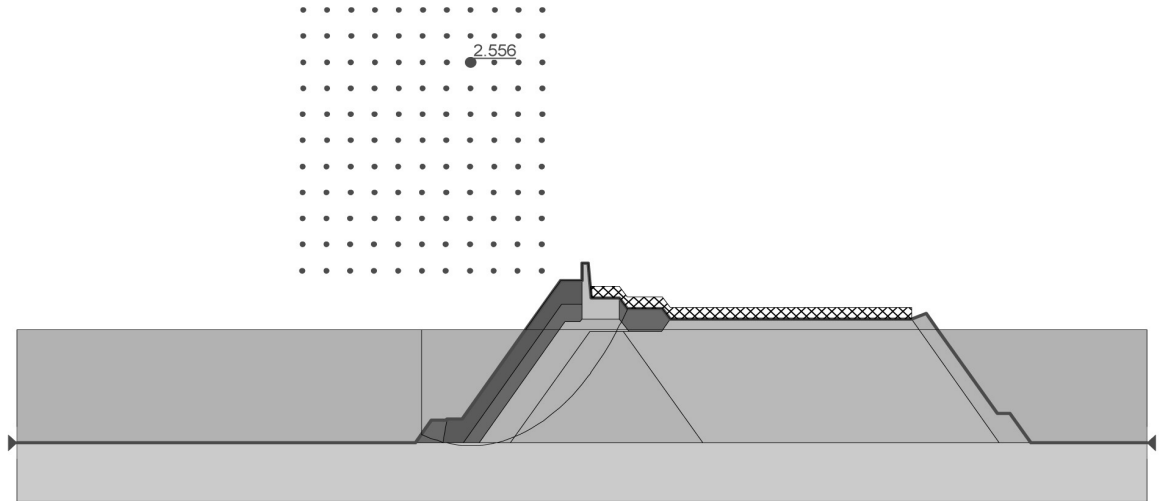
- Main Breakwater Section M - A & M - B



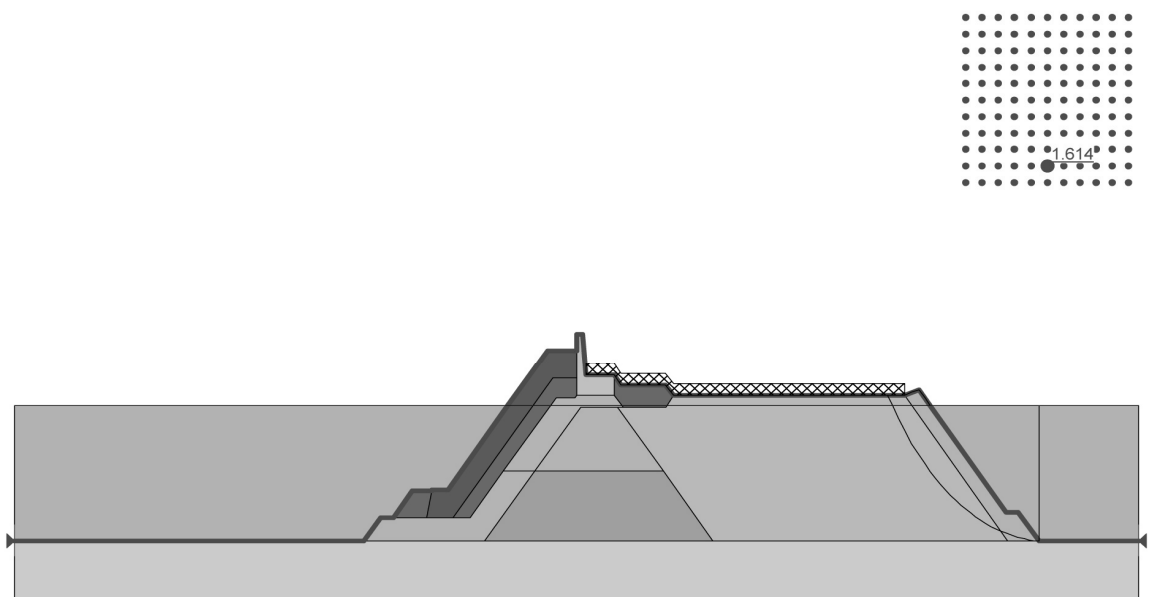
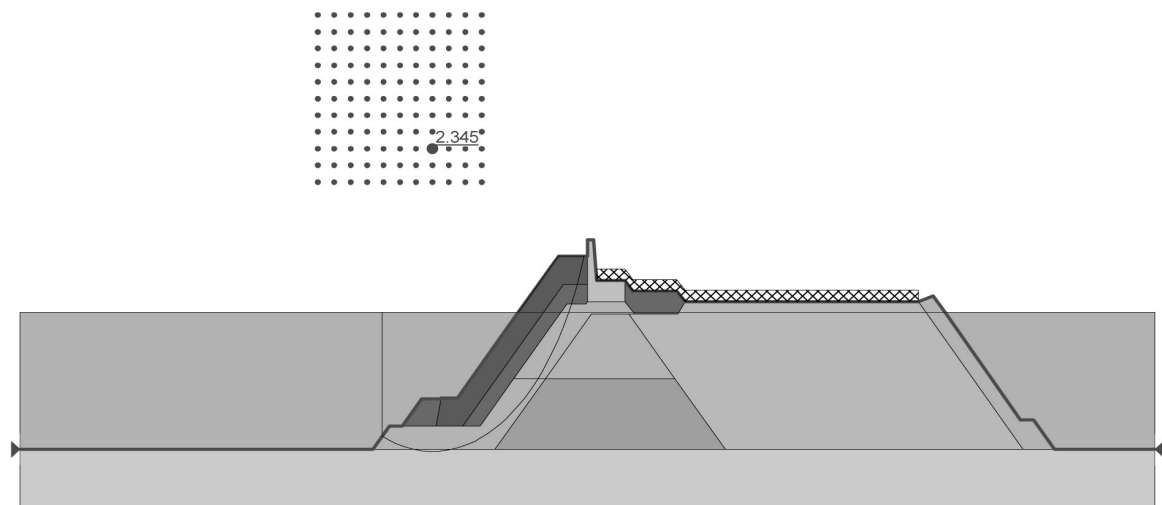
- Main Breakwater Section M - C



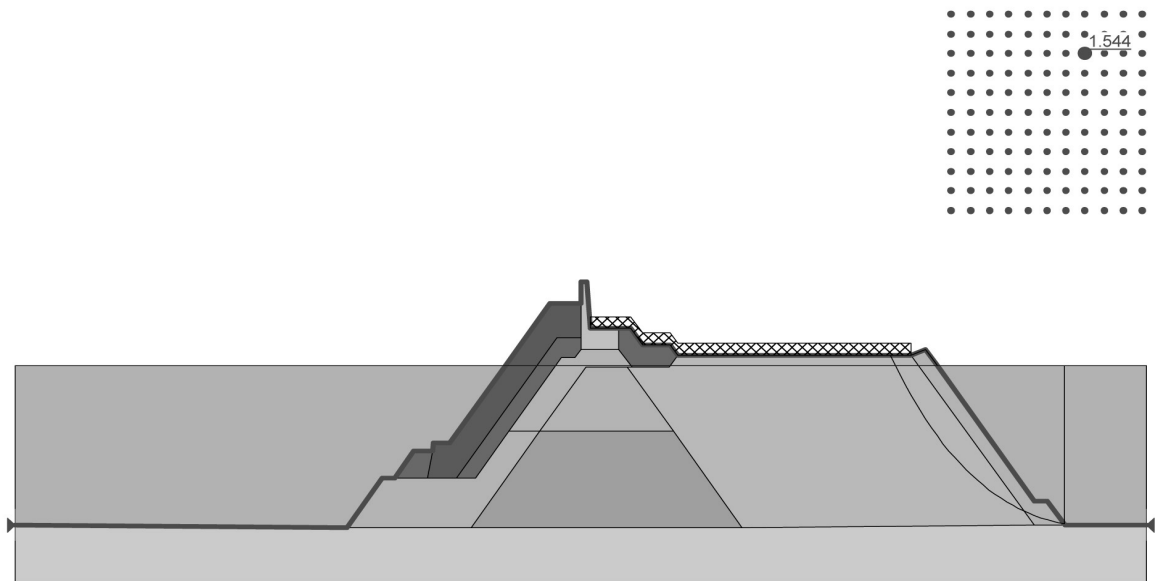
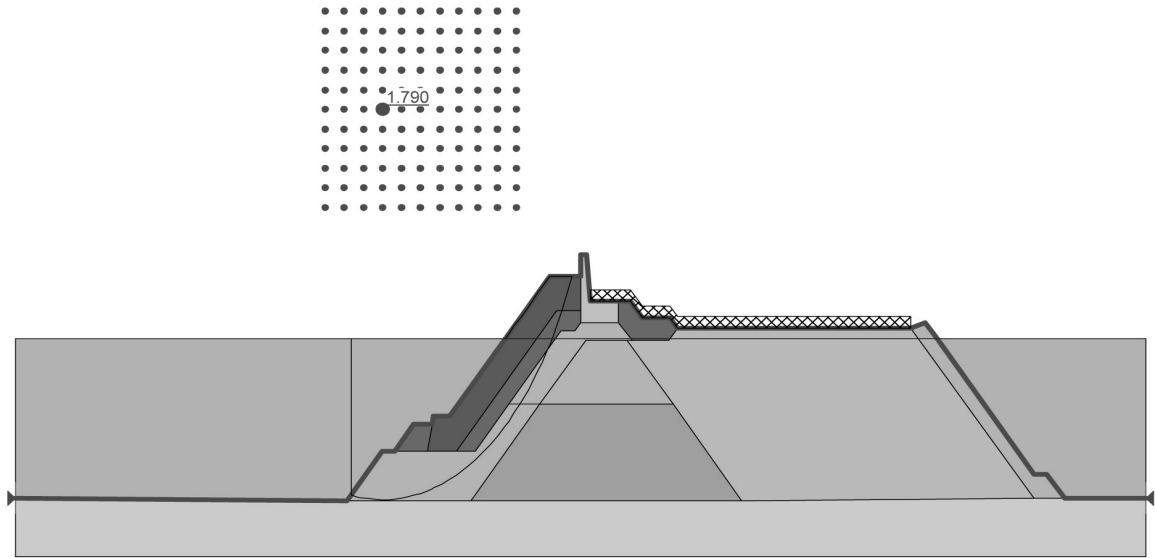
• Main Breakwater Section M - D



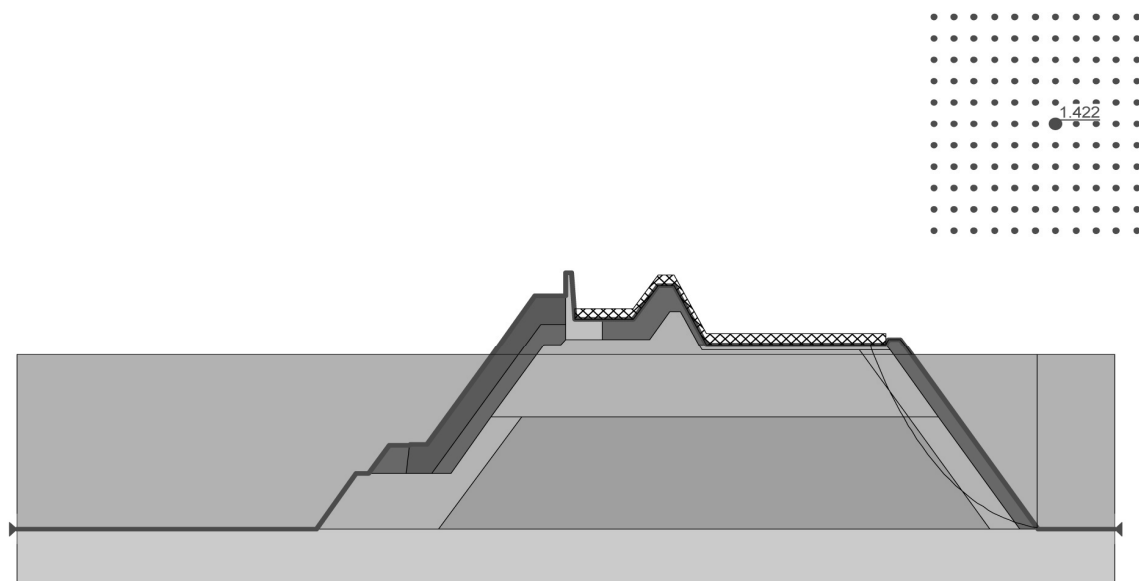
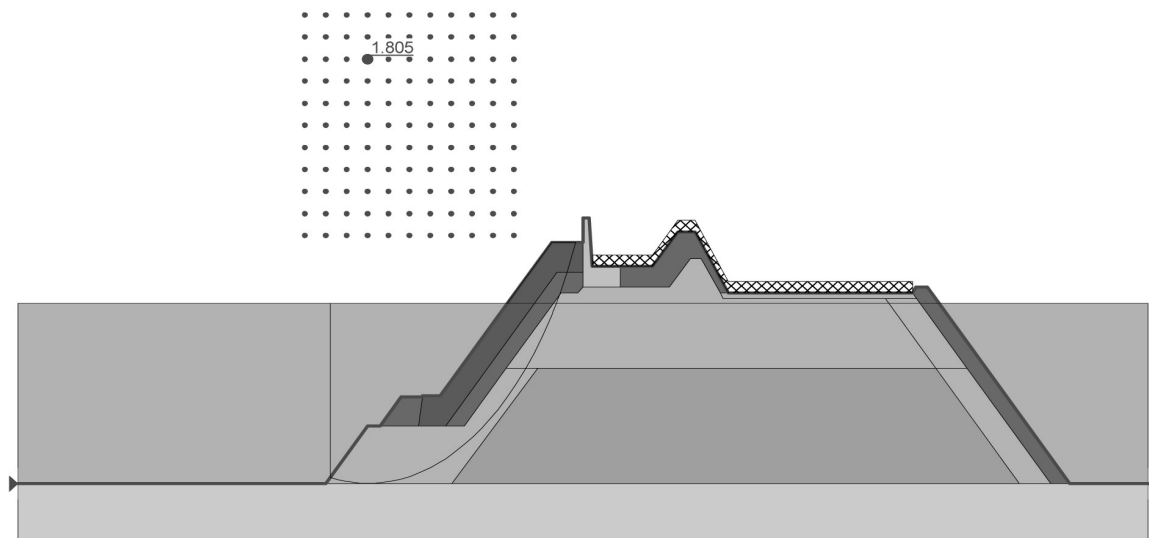
- Main Breakwater Section M - E



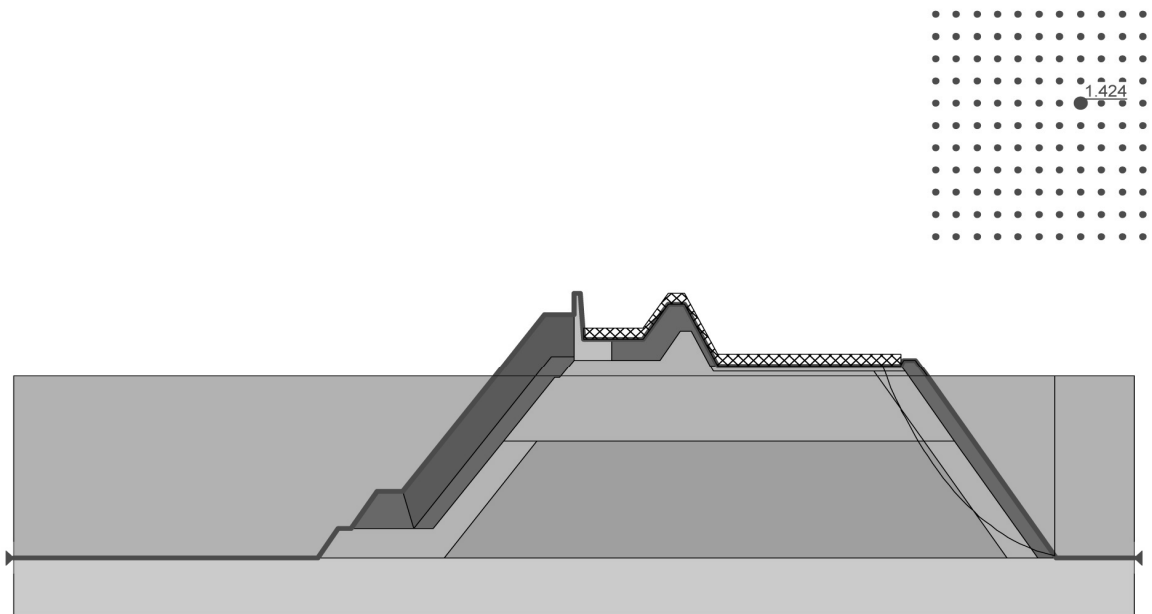
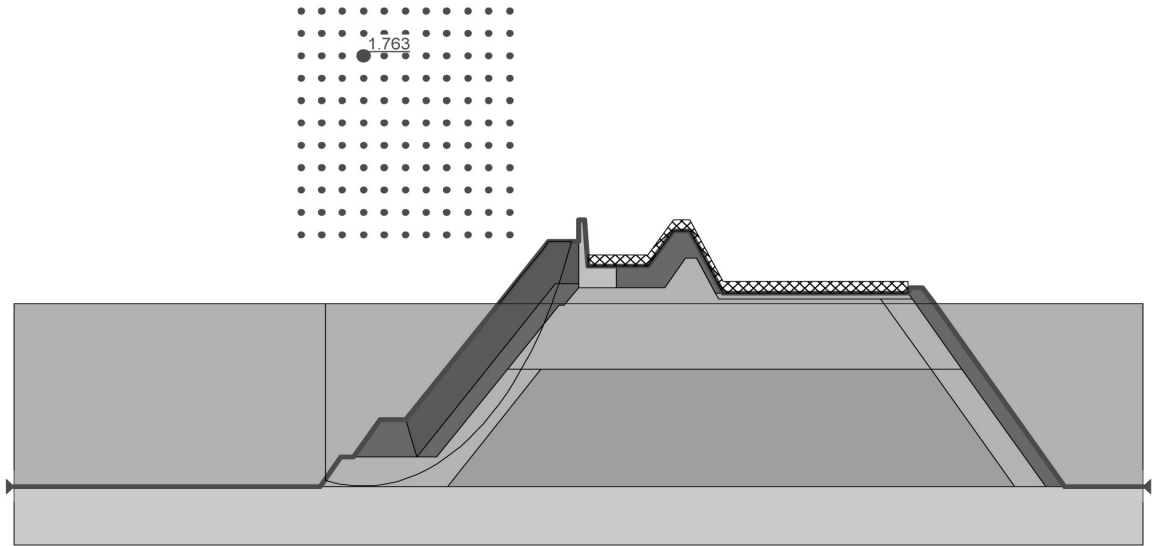
• Main Breakwater Section M - F



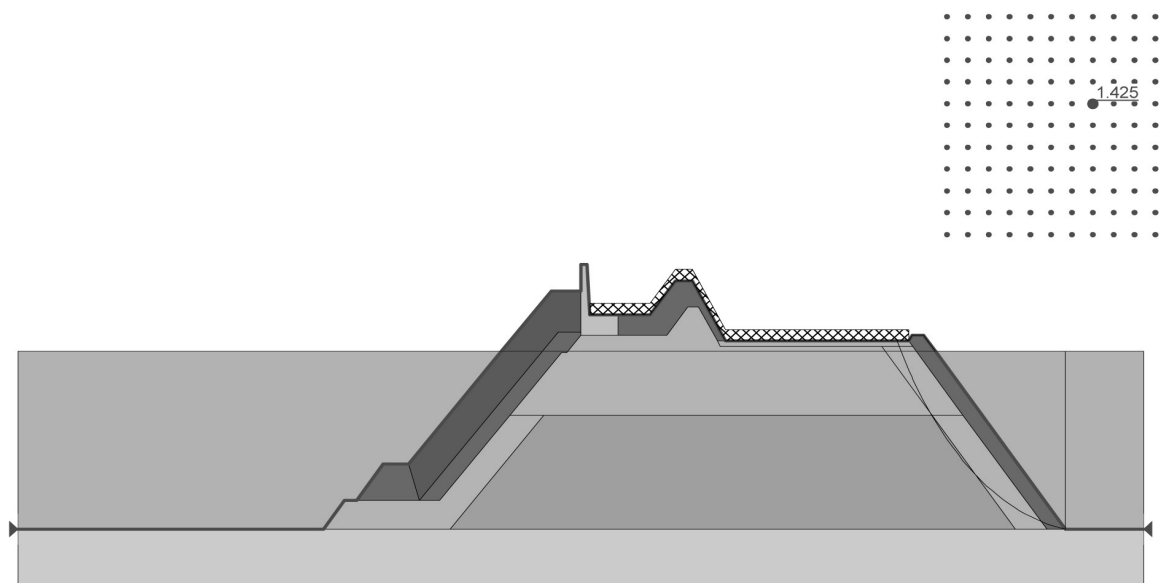
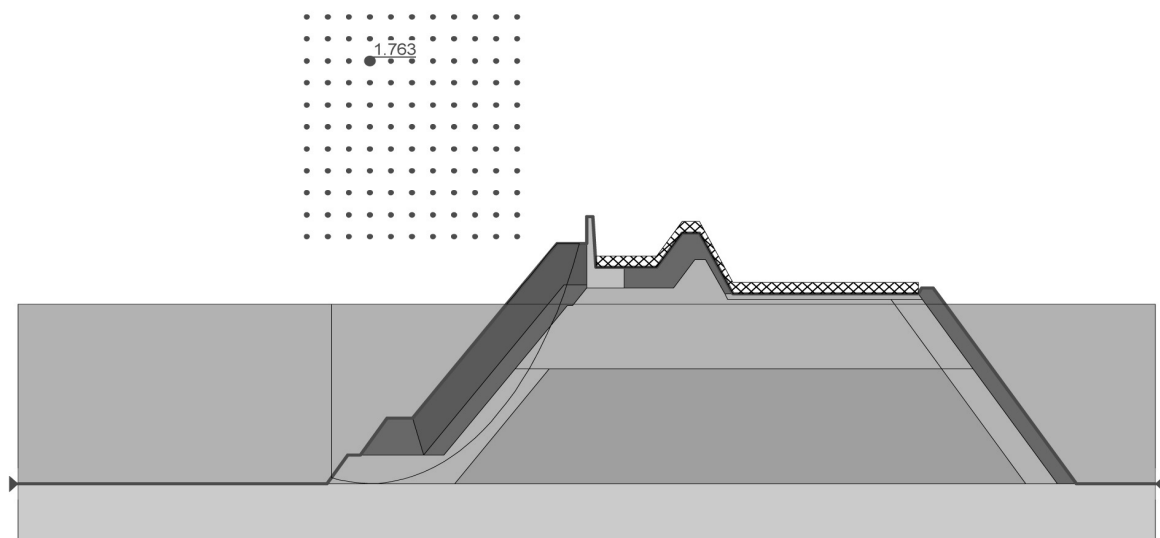
- Main Breakwater Section M - G(A)



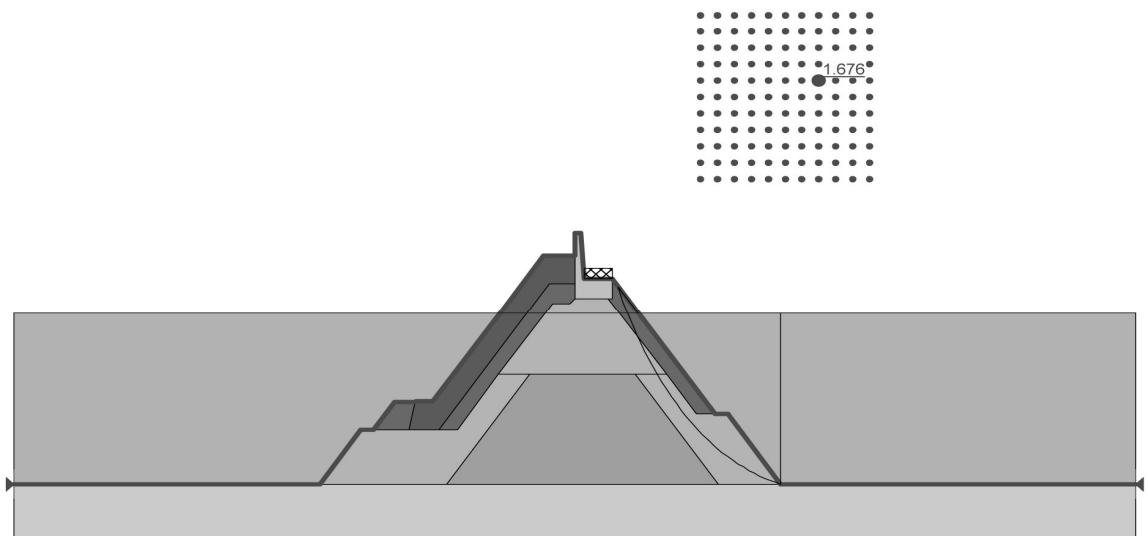
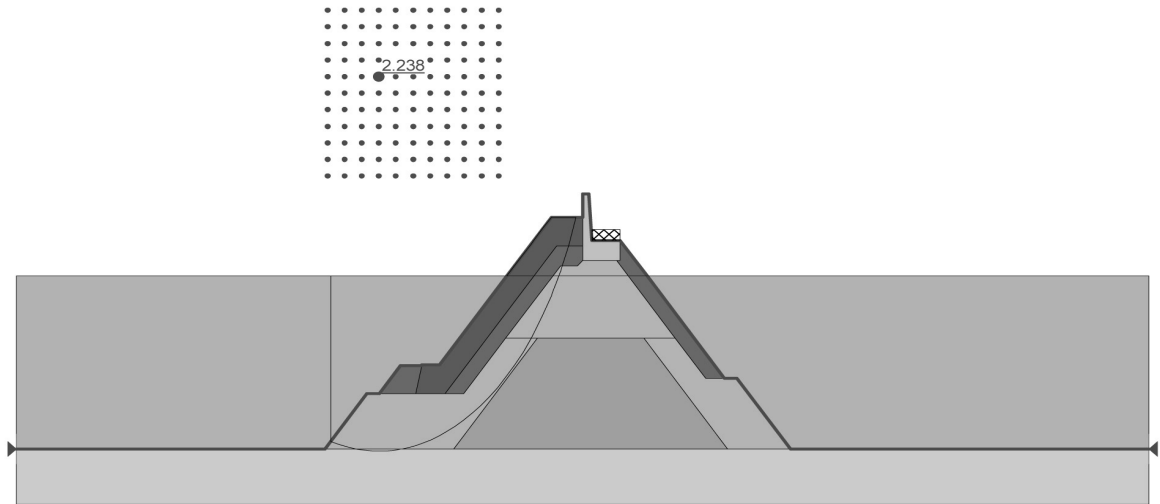
- Main Breakwater Section M - G(B & D)



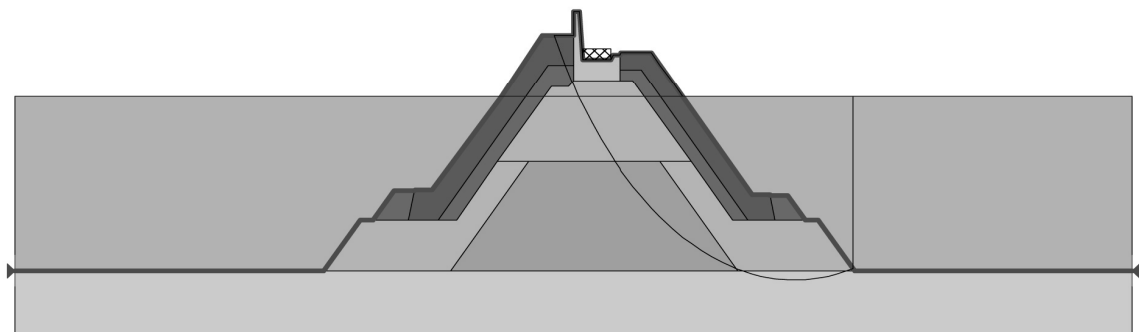
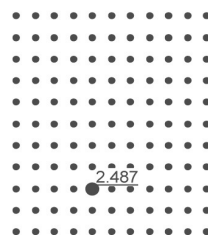
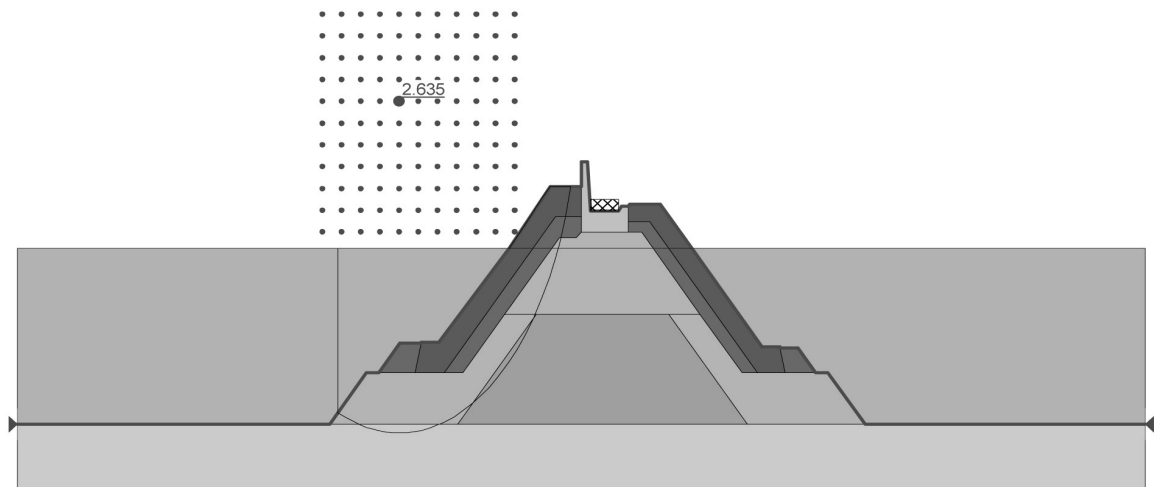
- Main Breakwater Section M - G(C)



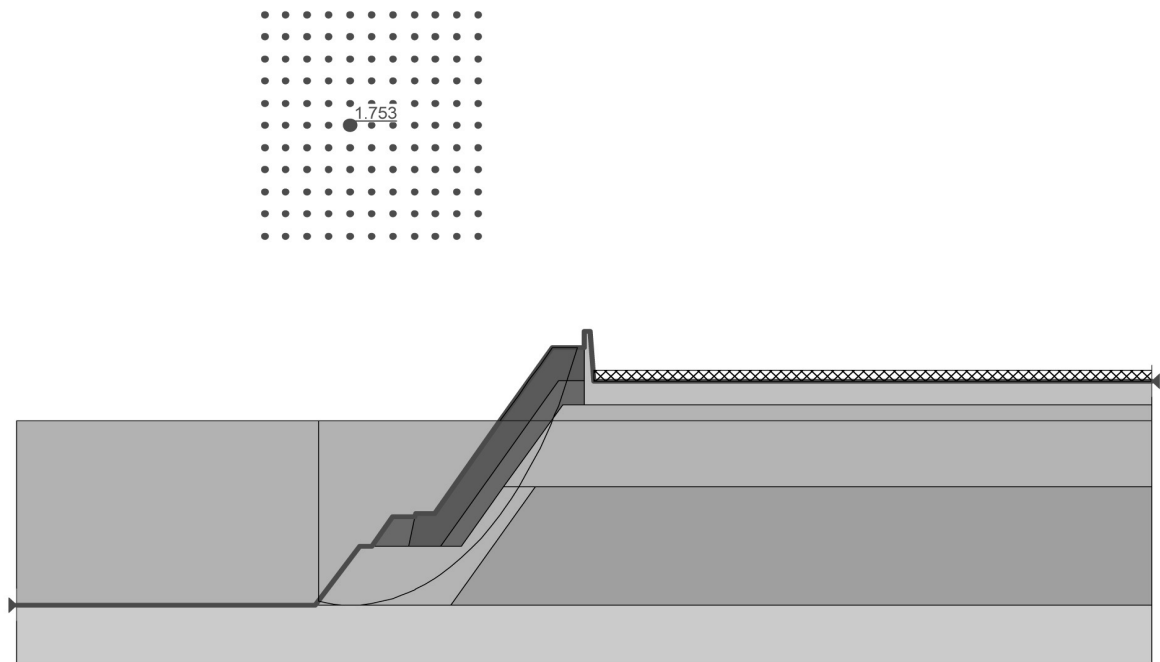
• Main Breakwater Section M - H



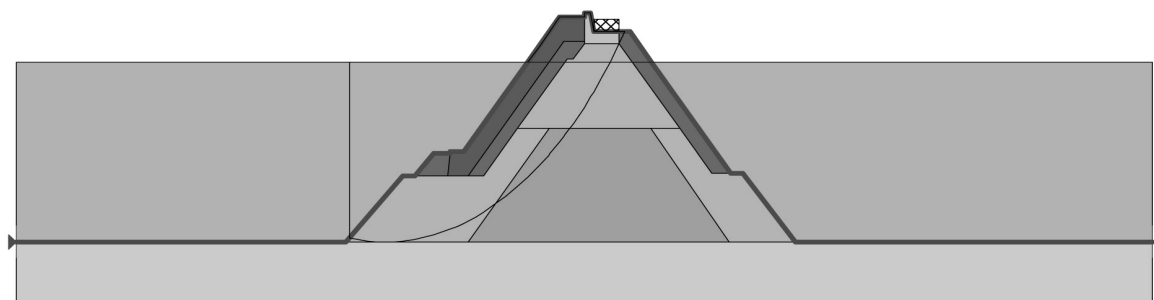
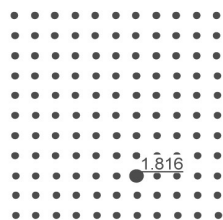
• Main Breakwater Section M - I



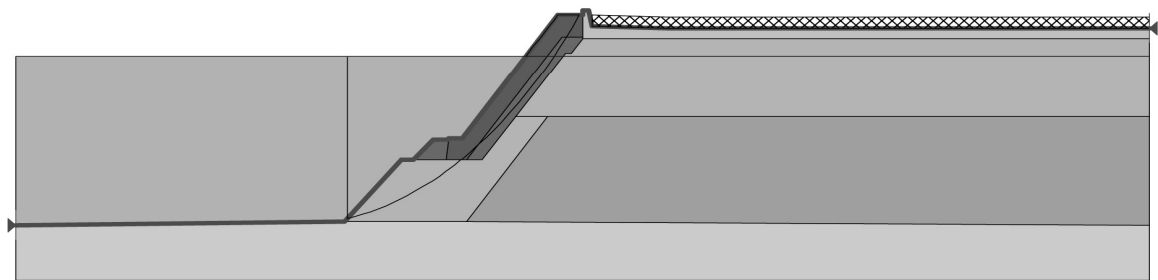
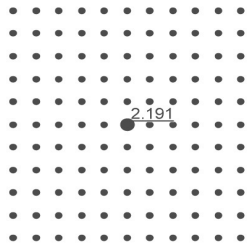
- Main Breakwater Section M - J



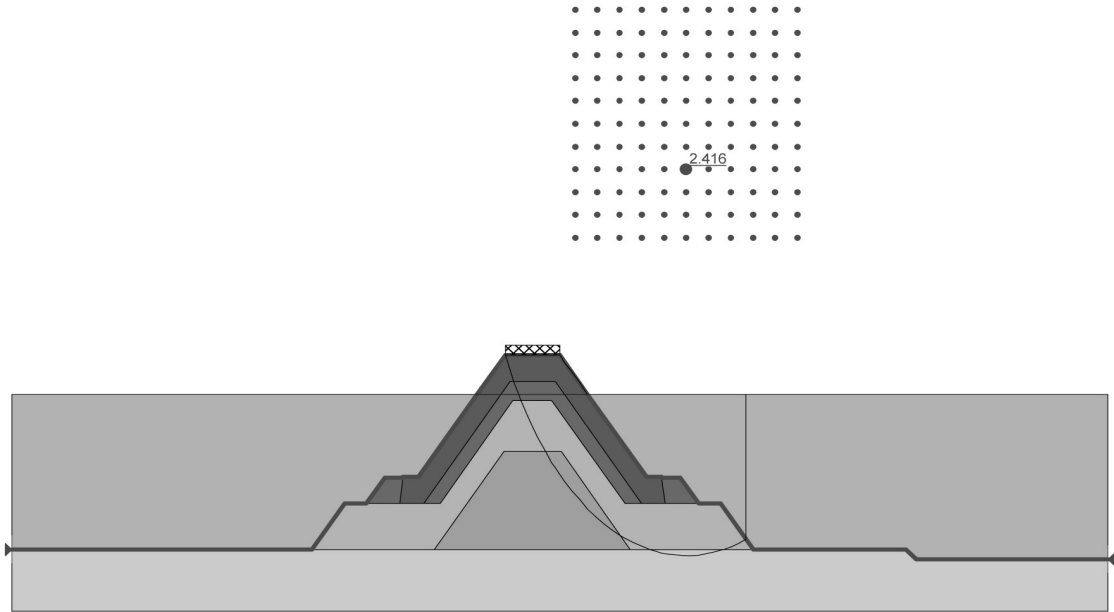
- Main Breakwater Spur Section M - K



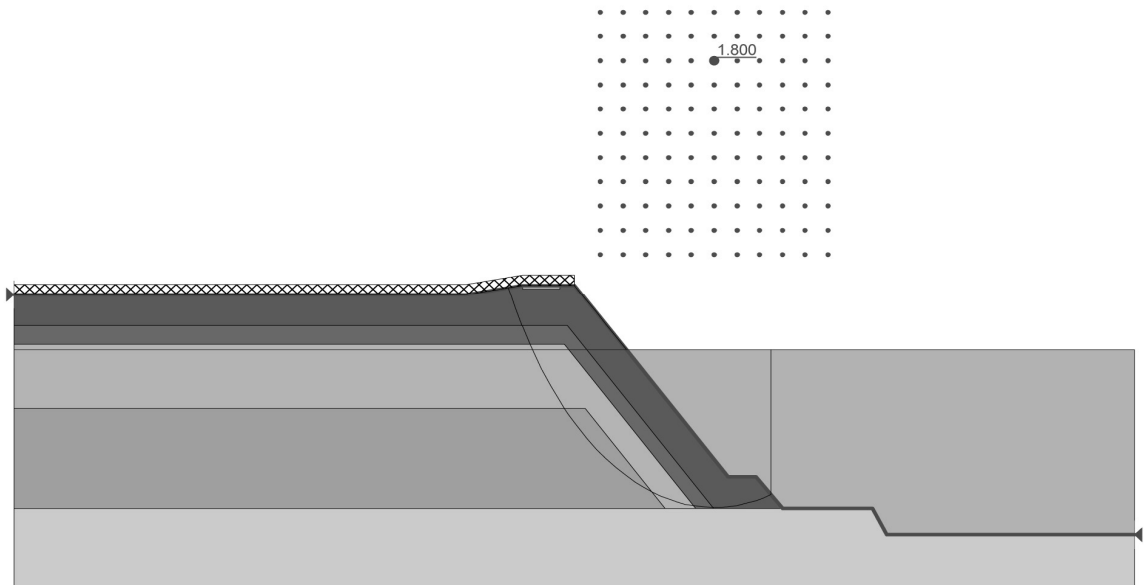
- Main Breakwater Spur Section M - L



- Outer Offshore Breakwater Section I - I

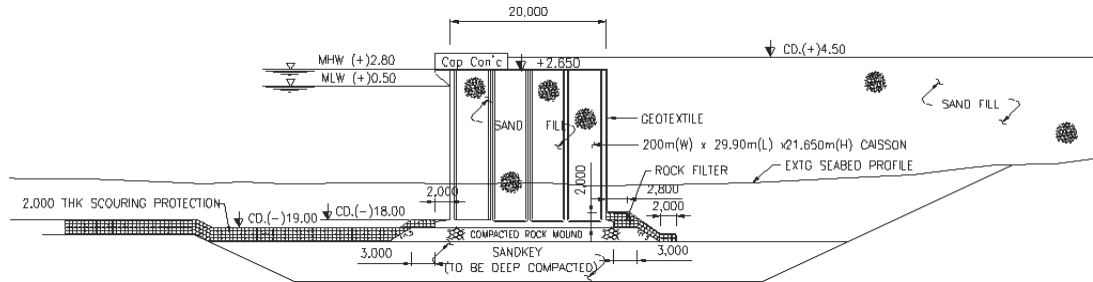


- Outer Offshore Breakwater Section J - J



7-2 케이슨식 안벽

Stability Check for Caisson



1. Design Criteria

(1) Tidal Level

M.H.W	: D.L.(+)	2.80 m CD
R.W.L	: D.L.(+)	1.65 m CD
M.L.W	: D.L.(+)	0.50 m CD
Approx L.L.W	: D.L.(±)	0.00 m CD

(2) Level of Caisson

Top level of wharf	: D.L.(+)	5.00 m CD
Final Reclamation level	: D.L.(+)	4.50 m CD
Top level of caisson	: D.L.(+)	2.65 m CD
Top level of passive berm	: D.L.(+)	19.00 m CD
Bottom level of caisson	: D.L.(+)	19.00 m CD

(3) Bulk weight density

	Effective	Submerged
Concrete	22.50 kN/m ³	12.50 kN/m ³
Reinforced Concrete	24.50 kN/m ³	14.50 kN/m ³
Sand	18.00 kN/m ³	10.00 kN/m ³
Infilled Sand	20.00 kN/m ³	10.00 kN/m ³
Gravel	18.00 kN/m ³	10.00 kN/m ³
Steel	77.00 kN/m ³	
Sea Water	10.10 N/m ³	

(4) Soil Condition

Internal friction angle

Reclaimed sand : $\phi = 30^\circ$

Reclaimed stone : $\phi = 35^\circ$

Friction Coefficient

Concrete - Concrete : 0.50

Concrete - Stone : 0.60

Stone - Stone : 0.80

Angle of friction between wall and soil

Reclaimed sand : $\delta = 20^\circ$

Reclaimed stone : $\delta = 20^\circ$

(5) Pre loading

Upon entire caissons : 134 kN/m^2 at (+)4.5 m CD

Behind caissons : 80 kN/m^2 at (+)4.5 m CD

(6) Mooring Load

Bollard force : 200 kN/m

Height : (+) 5.5 m CD

(7) Live Load

	Usual
Over wharf apron	48.00 kN/m^2
behind rear crain rail	4.0 kN/m^2

(8) Crane Wheel Load

Wheel Load : 1500 kN/m

(Quay crane wheel load per wheel, inclusive of 20% impact)

(9) Load Case

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Pre loading	Live Load	Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	○	○	○			
Case 2	○	○		○	○	
Case 3	○	○		○		○
Case 4	○	○		○		
Case 5	○	○		○		○
Case 6	○	○		○	○	

(10) Factors of Safety

	Usual
Horizontal sliding	$> \text{ or } = 1.75$
Deep seated sliding	$> \text{ or } = 1.50$
Overturning	$> \text{ or } = 2.50$
Bearing capacity	$> \text{ or } = 2.50$
Local slip	$> \text{ or } = 1.50$ (applied load = factored) $> \text{ or } = 1.50$ (applied load factored by 2.5)

2. Concrete Volume and Volume Moment

(1) Dimension of Caisson

Height of Caisson	: 21.65 m,	Width of Caisson	: 20.00 m
Length of Caisson	: 29.90 m,	Length of Toe	: 2.00 m
Length of Heel	: 1.00 m,	Width of Base	: 23.00 m

(2) Concrete Volume and Volume Moment

	Concrete Volume	Vertical	Horizontal		
	Length x Width x Height x EA = Volume (m) x (m) x (m) = (m ³)	Arm (m)	V. Arm	Arm (m)	V. Arm
Side wall	19.00 x 0.50 x 21.65 x 2 = 411.40	10.83	4453	12.00	4936
Front wall	29.30 x 0.50 x 21.65 x 1 = 317.20	10.83	3433	2.25	714
Behind wall	29.30 x 0.50 x 21.65 x 1 = 317.20	10.83	3433	21.75	6899
1st x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
2nd x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
3rd x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
4th x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
5th x inter. wall	19.00 x 0.30 x 21.65 x 1 = 123.40	10.83	1336	12.00	1481
1st y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	7.00	1481
2nd y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	12.00	1481
3rd y inter. wall	26.80 x 0.30 x 21.65 x 1 = 174.10	10.83	1884	17.00	1481
Toe (□)	29.90 x 2.00 x 0.75 x 1 = 44.90	0.38	17	1.00	45
Toe (△)	29.90 x 2.00 x 0.25 x 1 x 0.5 = 7.50	0.83	6	1.33	10
Heel (□)	29.90 x 1.00 x 0.75 x 1 = 22.40	0.38	8	22.50	505
Heel (△)	29.90 x 1.00 x 0.25 x 1 x 0.5 = 3.70	0.83	3	22.33	83
1st base	26.80 x 4.35 x 1.00 x 1 = 116.60	0.50	58	4.68	545
2nd base	26.80 x 4.70 x 0.75 x 1 = 94.50	0.38	35	9.50	897
3rd base	26.80 x 4.70 x 0.75 x 1 = 94.50	0.38	35	14.50	1370
4th base	26.80 x 4.35 x 0.75 x 1 = 87.40	0.38	33	19.33	1690
Side base	20.00 x 0.30 x 0.75 x 2 = 9.00	0.38	3	12.00	108
1st wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	4.68	72
2nd wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	9.50	147
2nd wall hunch					
3rd wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	14.50	225
4th wall hunch	0.25 x 0.25 x 20.65 x 24 x 0.5 = 15.50	11.33	175	19.33	299
2nd front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	7.23	6
2nd back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	11.77	10
2nd side hunch	0.25 x 0.25 x 4.70 x 12 x 0.5 = 1.80	0.83	1	9.50	17
3rd front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	12.23	10
3rd back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	16.77	14
3rd side hunch	0.25 x 0.25 x 4.7 x 12 x 0.5 = 1.80	0.83	1	14.50	26
4th front hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	17.23	14
4th back hunch	0.25 x 0.25 x 26.80 x 1 x 0.5 = 0.80	0.83	1	21.42	18
4th side hunch	0.25 x 0.25 x 4.35 x 12 x 0.5 = 1.60	0.83	1	19.33	32
Bracket (□)	0.80 x 2.25 x 0.45 x 7 = 5.70	21.43	121	0.88	5
Bracket (△)	0.80 x 2.25 x 2.25 x 7 x 0.5 = 14.20	20.45	290	1.25	18
Shear key	0.30 x 2.425 x 20.9 x 4 = 60.80	11.20	681	12.00	730
Total	2818.2	9.10	25654	11.75	33114

(3) Ballasting by Seawater

Location of ballast

Sea side row

					1 st
					2 nd
					3 rd
					4 th

Height of ballast seawater = 1.50 m (2nd ~ 4th)

1.25 m (1st)

Counter concrete ballast = 0.70 m (4th)

Contents	Weight (kN)					Vertical		Horizontal	
						Arm	w-moment	Arm	w-moment
	B	L	H	EA	W (kN)	(m)	(kN-m)	(m)	(kN-m)
Caisson (no seawater)					69044.8	9.10	628528	11.75	811296
Ballast seawater	10.1 x 4.4 x 26.8 x 1.3 x 1.0				1471.8	1.63	2391.71	4.68	6880.77
	10.1 x 4.7 x 26.8 x 1.5 x 1.0				1908.3	1.50	2862.44	9.50	18128.79
	10.1 x 4.7 x 26.8 x 1.5 x 1.0				1908.3	1.50	2862.44	14.50	27670.26
	10.1 x 4.4 x 26.8 x 1.5 x 1.0				1766.2	2.20	3885.61	19.33	34131.56
Ballast Concrete	22.5 x 4.4 x 26.8 x 0.7 x 1.0				1836.1	1.10	2019.75	19.33	35483.31
Vertical hunch	10.1x0.25x0.25x1.3x24.0x-0.5				-9.5	1.63	-15.39	4.68	-44.27
	10.1x0.25x0.25x1.5x48.0x-0.5				-22.7	1.50	-34.09	12.00	-272.70
	22.5x0.25x0.25x0.7x24.0x-0.5				-11.8	1.10	-12.99	19.33	-228.28
	10.1x0.25x0.25x1.5x12.0x-0.5				-5.7	2.20	-12.50	19.33	-109.79
Horizontal hunch	10.1x1.35x1.35x26.8x1.0x-0.5				-246.7	1.20	-295.99	7.60	-1874.59
	10.1x0.25x0.25x177.0x1.0x-0.5				-55.9	0.83	-46.55	12.00	-670.39
	22.5x0.25x0.25x105.8x1.0x-0.5				-74.4	0.83	-61.99	19.33	-1437.60
Total sum.					77508.9	8.28	642071	11.99	928954

(4) Stability Check

Weight of Caisson (W_c) = 77509 (kN)

Center of Caisson (OG') = 8.28 m

Volume of toe and heel ($V_{t,h}$) = 78.49 m

$$\text{Draft (h)} = \frac{W_c - V_{\text{toe,heel}} \times \tilde{a}_w}{W \times L \times \tilde{a}_w} = 12.70 \text{ m}$$

Distance (OC') = $h'/2$ = 6.35 m

$C'G' = OG' - OC' = 1.93 \text{ m}$

(2) Dead Load

① Horizontal Earth Pressure (backfill until (+)4.50m CD)

$$\phi = 30^\circ \text{ (Internal friction angle)}$$

$$\delta = 20^\circ \text{ (Angle of friction between wall and soil)}$$

$$\Theta = 0^\circ \text{ (Inclined angle of caisson)}$$

$$\alpha = 0^\circ \text{ (Inclined angle of backfill)}$$

$$K_a = 0.297 \text{ (Coulomb's active earth pressure coefficient)}$$

$$P_a = r \times h \times K_a$$

$$\text{E.L.(+)2.65 } P_a = 18.00 \times 1.85 \times 0.297 = 9.90 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(+)1.65 } P_a = 18.00 \times 1.00 \times 0.297 + 9.90 = 15.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(+)0.00 } P_a = 10.00 \times 1.65 \times 0.297 + 15.25 = 20.16 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(-)19.00 } P_a = 10.00 \times 19.00 \times 0.297 + 20.16 = 76.6 \text{ kN/m}^2$$

② Horizontal Earth Pressure (backfill until (+)5.00m CD)

$$\phi = 30^\circ \text{ (Internal friction angle)}$$

$$\delta = 20^\circ \text{ (Angle of friction between wall and soil)}$$

$$\Theta = 0^\circ \text{ (Inclined angle of caisson)}$$

$$\alpha = 0^\circ \text{ (Inclined angle of backfill)}$$

$$K_a = 0.297 \text{ (Coulomb's active earth pressure coefficient)}$$

$$P_a = r \times h \times K_a$$

$$\text{E.L.(+)2.65 } P_a = 18.00 \times 2.35 \times 0.297 = 12.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(+)1.65 } P_a = 18.00 \times 1.00 \times 0.297 + 12.58 = 17.93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(+)0.00 } P_a = 10.00 \times 1.65 \times 0.297 + 17.93 = 22.83 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.(-)19.00 } P_a = 10.00 \times 19.00 \times 0.297 + 22.83 = 79.3 \text{ kN/m}^2$$

(3) Pre loading (Behind Caisson)

$$q = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q \times K_a$$

$$P_a = 80 \times 0.297 = 23.79 \text{ kN/m}^2$$

(4) Live Load (Behind Caisson)

$$q = 56 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q \times K_a$$

$$P_a = 56 \times 0.297 = 16.65 \text{ kN/m}^2$$

(5) Residual Water Pressure

$$\text{Residual water level : } h = 1.65 \text{ m}$$

$$P = r_w \times h = 10.10 \times 1.65 = 16.67 \text{ kN/m}^2$$

(6) Bollard Force

$$\text{Height} = 0.5 \text{ m}$$

$$F = 200 \text{ kn/m}$$

(7) Crane Wheel Load

$$\text{Wheel Load} = 1500 \text{ tonf/m}$$

$$\text{Horizontal Load} = \text{Wheel Load} \times 0.1 = 150 \text{ kN/m}$$

(8) Passive Soil Pressure

① Horizontal Earth Pressure (Applied until (-)19.00 m CD)

 $\phi = 35^\circ$ (Internal friction angle)

 $\delta = 20^\circ$ (Angle of friction between wall and soil)

 $\Theta = 0^\circ$ (Inclined angle of caisson)

 $\alpha = 0^\circ$ (Inclined angle of backfill)

 $K_p = 8.324$ (Coulomb's passive earth pressure coefficient)

 $P_p = r \times h \times K_p$
 $E.L.(-)19.00 \quad P_p = 10.00 \times 0.00 \times 8.324 = 0.0 \text{ kN/m}^2$

(9) Overturning Moment (backfill until (+)4.50 m CD)

Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)			Arm (m)	Moment (kN • m/m)
			Pa	h	cos(δ)		
Active Earth Pressure	(+)2.65	①	9.90 x 1.85 x 0.5 x 0.94			8.61	191.62
	(+)1.65	②	9.90 x 1.00 x 0.5 x 0.94			4.65	99.16
		③	15.25 x 1.00 x 0.5 x 0.94			7.17	150.37
	(+)0.00	④	15.25 x 1.65 x 0.5 x 0.94			11.82	237.67
		⑤	20.16 x 1.65 x 0.5 x 0.94			15.63	305.51
	(-)19.00	⑥	20.16 x 19.00 x 0.5 x 0.94			180.0	2279.38
		⑦	76.6 x 19.00 x 0.5 x 0.94			684	4333.51
		sum				912	7597.22
Preloading			23.79 x 23.50 x 0.94			525.2	6171.58

(10) Overturning Moment (backfill until (+)5.00 m CD)

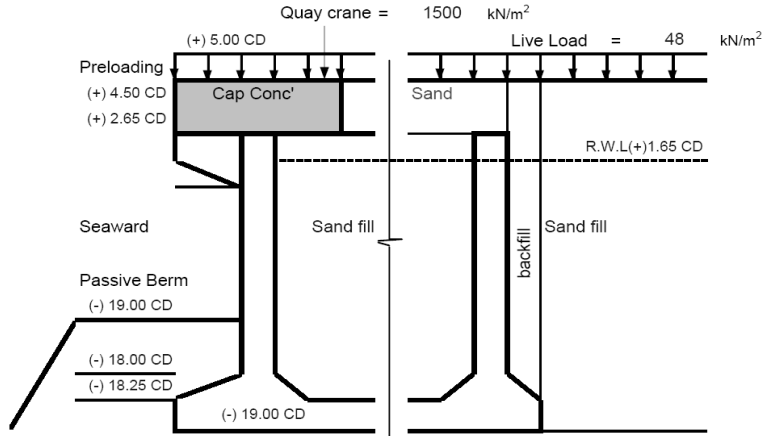
Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)				Arm (m)	Moment (kN • m/m)
			Pa	h	cos(δ)	F		
Active Earth Pressure	(+)2.65	①	12.58 x 2.35 x 0.5 x 0.94			13.89	22.43	311.51
	(+)1.65	②	12.58 x 1.00 x 0.5 x 0.94			5.91	21.32	125.96
		③	17.93 x 1.00 x 0.5 x 0.94			8.42	20.98	176.75
	(+)0.00	④	17.93 x 1.65 x 0.5 x 0.94			13.90	20.10	279.36
		⑤	22.83 x 1.65 x 0.5 x 0.94			17.70	19.55	346.07
	(-)19.00	⑥	22.83 x 19.00 x 0.5 x 0.94			203.80	12.67	2581.95
		⑦	79.3 x 19.00 x 0.5 x 0.94			708	6.33	4484.80
		sum.				972	8.55	8306.40
Preloading			23.79 x 23.50 x 0.94			525.20	11.75	6171.58
Live Load		⑧~⑪	16.65 x 24.00 x 0.94			375.50	12.00	4505.90
Residual water pressure	(+)0.00	⑫	16.67 x 1.65 x 0.5			13.75	19.55	268.79
	(-)19.00	⑬	16.67 x 19.00			316.60	9.50	3008.03
		sum.				330.4	9.92	3276.82
Bollard	(+)5.50					200.0	24.50	4900.00
Quay Crane	(+)5.00					150.0	24.00	3600.00

(11) Resisting Moment (applied until (+)26.57 m CD)

Contents	E.L.	No.	Horizontal Force (kN/m)		Arm (m)	Moment (kN · m/m)
			Pp	h cos(δ)		
Passive Earth Pressure	(-)19.00	⑭	0.0 x 0.0 x 0.5 x 0.94	0.0	0.00	0.00
		sum.		0.0	0.00	0.00

6. Vertical Force

(1) Load Diagram



(2) Passive Soil Pressure

① Horizontal Earth Pressure (Applied until (-)26.57 m CD)

$$\begin{aligned}\phi &= 35^\circ \text{ (Internal friction angle)} \\ \delta &= 20^\circ \text{ (Angle of friction between wall and soil)} \\ \theta &= 0^\circ \text{ (Inclined angle of caisson)} \\ \alpha &= 0^\circ \text{ (Inclined angle of backfill)}\end{aligned}$$

$$K_p = 8.3239 \text{ (Coulomb's passive earth pressure coefficient)}$$

$$P_p = r \times h \times K_p$$

$$\text{E.L.}(-)19.00 \quad P_p = 10.00 \times 0.00 \times 8.3239 = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

(3) Pre-loading (upon caisson)

$$q = 134 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 134 \times 20 = 2680 \text{ kN/m}$$

(4) Pre-loading (behind caisson)

$$q = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q \times K_a$$

$$P_a = 80 \times 0.2973 = 23.79 \text{ kN/m}^2$$

(5) Live Load (upon caisson)

$$q = 48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = q \times K_a$$

(6) Resisting Moment

Contents				Vertical Force (kN/m)		Arm(m)		Moment (tonf m/m)	
				Calculation	W	D X	Arm		
Dead Load	Cap Conc'			22.50 x 9.4 x 2.35	497.0	0.3 + 9.4 x 0.5	4.5	2211.8	
	Soil behind Cap Con'c			18.00 x 12.9 x 2.35	543.6	9.2 + 12.9 x 0.5	15.6	8465.9	
	Soil (until +4.5m CD)			18.00 x 22.3 x 2.35	941.2	0.3 + 22.3 x 0.5	10.9	10235.3	
	Caisson			69045 / 29.9	2309.2		9.1	21021.0	
	Ballast Con'c			1836 / 29.9	61.4		1.1	67.6	
	Infill	1st row above R.W.L		20.00 x 116.58 x 1.00 / 29.90	78.0	4.7 + 4.4 x 0.5	6.9	534.2	
		2nd row		20.00 x 125.96 x 1.00 / 29.90	84.3	9.5 + 4.7 x 0.5	11.9	998.4	
		3rd row		20.00 x 125.96 x 1.00 / 29.90	84.3	14.5 + 4.7 x 0.5	16.9	1419.7	
		4th row		20.00 x 116.58 x 1.00 / 29.90	77.98	19.3 + 4.4 x 0.5	21.5	1676.6	
		1st row below R.W.L		20.00 x 116.58 x 19.65 / 29.90	1532.3	4.7 + 4.4 x 0.5	6.9	10496.3	
		2nd row		20.00 x 125.96 x 19.90 / 29.90	1676.7	9.5 + 4.7 x 0.5	11.9	19868.4	
		3rd row		20.00 x 125.96 x 19.90 / 29.90	1676.7	14.5 + 4.7 x 0.5	16.9	28251.7	
		4th row (ballast conc')		20.00 x 116.58 x 19.20 / 29.90	1497.2	19.3 + 4.4 x 0.5	21.5	32190.1	
		vertical hunch		20.00 x 3.00 x 1.00 / 29.90	2.0		12.0	24.1	
				20.00 x 0.75 x 19.55 / 29.90	9.9		6.9	67.5	
				20.00 x 1.5 x 19.90 / 29.90	20.0		14.4	286.5	
				20.00 x 0.75 x 19.20 / 29.90	9.6		21.5	207.1	
		horizontal hunch		20.00 x 6.88 / 29.90	4.6		12.0	55.2	
		sum.				6661.2		14.2	94794.9
	Backfill	Until +4.5m CD		18.00 x 1.0 x 2.85	51.3	22 + 1 x 0.5	22.5	1154.3	
				10.00 x 1.0 x 19.15	191.5	22 + 1 x 0.5	22.5	4308.8	
				10.00 x 1.0 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.67	22.7	28.3	
		sum.				244.1		22.5	5491.3
	Backfill	Until +5.0m CD		18.00 x 1.0 x 3.35	60.3	22 + 1 x 0.5	22.5	1356.8	
				10.00 x 1.0 x 19.65	196.5	22 + 1 x 0.5	22.5	4421.3	
				10.00 x 1.0 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.67	22.7	28.3	
		sum.				258.1		22.5	5806.3
	Passive Berm			10.00 x 2.0 x 1.00 x 1	20.0	2 x 0.50	1.0	20.0	
				10.00 x 2.0 x 0.25 x 0.5	2.5	2 x 0.33	0.7	1.7	
	Buoy- ancy	sum.				17.5		1.0	18.3
		body toe	①		10.10 x 12101 / 29.90 x 1	4087.6	2 + 20 x 0.5	12.0	49051.1
			②		10.10 x 2 x 0.25 x 0.5	2.5	2 x 0.67	1.3	3.4
			③		10.10 x 2 x 0.75 x 1	15.2	2 x 0.5	1.0	15.2
			④		10.10 x 1 x 0.25 x 0.5	1.3	22 + 1 x 0.33	22.3	28.2
			⑤		10.10 x 1 x 0.75 x 1	7.6	22 + 1 x 0.5	22.5	170.4
			⑥		10.10 x 63 / 29.90 x 1	21.3		12.0	255.4
			⑦		10.10 x 5.7 / 29.90 x 1	1.9		0.9	1.7
			⑧		10.10 x 28.4 / 29.90 x 0.5	4.8		1.3	6.0
		sum.				4142.1		12.0	49531.3
Active Earth Pressure		(Until +4.5m CD)	E.L.(+)2.65	①	9.90 x 1.85 x 0.5 x 0.342	3.13		27.00	84.57
			E.L.(+)1.65	②	9.90 x 1.00 x 0.5 x 0.342	1.69		27.00	45.71
				③	15.25 x 1.00 x 0.5 x 0.342	2.61		27.00	70.42
			E.L.(+)0.00	④	15.25 x 1.65 x 0.5 x 0.342	4.30		27.00	116.20
			⑤	20.16 x 1.65 x 0.5 x 0.342	5.69		27.00	153.57	
	E.L.(-)30.00		⑥	20.16 x 19.00 x 0.5 x 0.342	65.50		27.00	1768.41	
			⑦	76.65 x 30.00 x 0.5 x 0.342	249.0		27.00	6724.15	
	sum.				332.0		27.00	8963.04	
Active Earth Pressure	(Until +5.0m CD)	E.L.(+)2.65	①	12.58 x 2.35 x 0.5 x 0.342	5.05		27.00	136.46	
		E.L.(+)1.65	②	12.58 x 1.00 x 0.5 x 0.342	2.15		27.00	58.07	
			③	17.93 x 1.00 x 0.5 x 0.342	3.07		27.00	82.78	
		E.L.(+)0.00	④	17.93 x 1.65 x 0.5 x 0.342	5.06		27.00	136.58	
			⑤	22.83 x 1.65 x 0.5 x 0.342	6.44		27.00	173.96	
		E.L.(-)30.00	⑥	22.83 x 19.00 x 0.5 x 0.342	74.19		27.00	2003.16	
			⑦	79.32 x 19.00 x 0.5 x 0.342	257.7		27.00	6958.89	
		sum.				353.7		27.00	9549.90
Preloading (upon Caisson)				2680.0		12.00	32160.00		
Preloading (behind caisson)				23.79 x 23.50 x 0.342	191.17		27.00	5161.65	
Quay Crane				1500.0		2.8	4125.0		
Live Load (upon Caisson)				48 x 23.3	1116.0	0.25+23.3x0.5	11.4	12694.5	
Live Load (behind Cassion)				16.65 x 24.00 x 0.342	136.67		27.00	3690.03	

7. Load Case

(1) Caisson

W = 69045 kN (+ 8464 = 77509 with ballast)

V = 2818 m³

Draft = 12.70 m

Size = 20 W x 29.9 L x 21.65 H

Number of cell = 6 (Lat.) x 4 (Long.)

- Load cases

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Earth Pressure	Preloading	Live Load		Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	○	○	○	○				
Case 2	○	○	○		○	behind Caisson	○	
Case 3	○	○	○		○	behind Caisson		○
Case 4	○	○	○		○	on & behind Caisson		
Case 5	○	○	○		○	on & behind Caisson		○
Case 6	○	○	○		○	on & behind Caisson	○	○

(2) Loads

Load Case		Horizontal Load		Vertical Load	
		Force (kN)	Moment (kN-m)	Force (kN)	Moment (kN-m)
Dead Load	Caisson Self Weight			2309	21021
	Infill Sand Weight			6661	94795
	Backfill Sand Weight (+4.5m CD)			244	5491
	Backfill Sand Weight (+5.0m CD)			258	5806
	Wharf Weight			497	2212
	Soil Weight Beyond Wharf			544	8466
	Soil Weight on Caisson (+4.5m CD)			941	10235
	Passive Bum			18	18
Preloading (upon Caisson)				2680	32160
Preloading (behind Caisson)		525	6172	191	5162
Buoyancy				4142	49531
Water Pressure		330	3277		
Earth Pressure	Active Earth Pressure (+4.5m CD)	912	7597	332	8963
	Active Earth Pressure (+5.0m CD)	972	8306	354	9550
	Passive Earth Pressure	0	0	0	0
Imposed Load	Bollard Pulls	200	4900		
	Quay Crane	150	3600	1500	4125
	Live Load	375	4506	1116	12695

(3) Partial safety factor for load (serviceability limit state)

Case	Dead Load	Residual Water Pressure	Earth Pressure	Preloading	Live Load	Quay Crane	Bollard Pull
Case 1	1	1	1	1			
Case 2	1	1	1		1	1	
Case 3	1	1	1		1		1
Case 4	1	1	1		1		
Case 5	1	1	1		1		1
Case 6	1	1	1		1	1	1

(4) Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN • m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN • m/m)
Case 1	1768	17046	9553	128278
Case 2	1828	19689	7963	96425
Case 3	1878	20989	6463	92300
Case 4	1678	16089	7579	104995
Case 5	1878	20989	7579	104995
Case 6	2028	24589	9079	109120

(5) Results of stability check

	Sliding (> 1.75)		Overturning (> 2.5)		Bearing Capacity(kN/m ²)			
	F.S.	Results	F.S.	Results	e	B/6	q max	q min
Case 1	3.24	O.K	7.53	O.K	0.1	3.8	399.8	430.9
Case 2	2.61	O.K	4.90	O.K	1.9	3.8	514.6	177.9
Case 3	2.07	O.K	4.40	O.K	0.5	3.8	315.2	246.8
Case 4	2.71	O.K	6.53	O.K	0.2	3.8	309.8	349.3
Case 5	2.42	O.K	5.00	O.K	0.4	3.8	365.3	293.7
Case 6	2.69	O.K	4.44	O.K	2.2	3.8	620.2	169.3
Total	2.07	O.K	4.40	O.K			620.2	349.3

① Case-1

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN • m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN • m/m)
Case-1	1767.69	17045.62	9552.90	128277.57

- Stability Check

㉞ Sliding

$$F.S. = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 9552.90}{1767.69} = 3.24$$

㉞ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{128277.57}{17045.62} = 7.53$$

㊤ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{128277.57 - 17045.62}{9552.90} = 11.64m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.64 = 0.14 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 399.76 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 430.92 \text{ kN/m}^2$$

② Case-2

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN · m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN · m/m)
Case-2	1827.66	19689.12	7963.17	96425.14

- Stability Check

㉞ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{i \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7963.17}{1827.66} = 2.61$$

㊤ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{96425.14}{19689.12} = 4.90$$

㊤ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{96425.14 - 19689.12}{7963.17} = 9.64m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 9.64 = 1.86 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 514.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 177.90 \text{ kN/m}^2$$

③ Case-3

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN · m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN · m/m)
Case-3	1877.66	20989.12	6463.17	92300.14

- Stability Check

㉞ Sliding

$$F.S. = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 6463.17}{1877.66} = 2.07$$

㉞ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{92300.14}{20989.12} = 4.40$$

㉞ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{92300.14 - 20989.12}{6463.17} = 11.03m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.03 = 0.47 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 315.21 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 246.81 \text{ kN/m}^2$$

④ Case-4

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN · m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN · m/m)
Case-4	1677.66	16089.12	7579.17	104994.64

- Stability Check

㉞ Sliding

$$F.S. = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7579.17}{1677.66} = 2.71$$

㉞ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{104994.64}{16089.12} = 6.53$$

㉞ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{104994.64 - 16089.12}{7579.17} = 11.73m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.73 = 0.23 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 309.74 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 349.32 \text{ kN/m}^2$$

⑤ Case-5

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN · m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN · m/m)
Case-5	1877.66	20989.12	7579.17	104994.64

- Stability Check

㉞ Sliding

$$\text{F.S.} = \frac{i \sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 7579.17}{1877.66} = 2.42$$

㉞ Overturning

$$\text{F.S.} = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{104994.64}{20989.12} = 5.00$$

㉞ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{104994.64 - 20989.12}{7579.17} = 11.08m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 11.08 = 0.42 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 365.31 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 293.75 \text{ kN/m}^2$$

⑥ Case-6

Serviceability limit state

- Force and Moment

Case	ΣF_h (kN/m)	ΣM_o (kN · m/m)	ΣF_v (kN/m)	ΣM_r (kN · m/m)
Case-6	2027.66	24589.12	9079.17	109119.64

- Stability Check

㉞ Sliding

$$F.S. = \frac{\sum F_v}{\sum F_h} = \frac{0.6 \times 9079.17}{2027.66} = 2.69$$

㉞ Overturning

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} = \frac{109119.64}{24589.12} = 4.44$$

㉞ Bearing Capacity

$$x = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum F_v} = \frac{109119.64 - 24589.12}{9079.17} = 9.31m$$

$$e = B/2 - x = 23 / 2 - 9.31 = 2.19 \text{ m} < B/6 (=3.83)$$

$$\text{if } e \leq B/6, \quad q_{\max, \min} = \frac{\sum F_v}{B} \times (1 \pm 6 \cdot e/B)$$

$$\text{if } e > B/6, \quad q_{\max} = \frac{3 \times \sum F_v}{2 \times (B/2 - e)}$$

$$q_{\max} = 620.23 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 169.27 \text{ kN/m}^2$$

8. Summary

		Description	Result
Caisson 21.65m	During Flotation	Stability	0.66 > 0.64
		Eccentricity (m)	0.008 < 0.1
	After Installation	F.S. for Sliding (> 1.75)	2.07
		F.S. for Overturning (> 2.5)	4.40
		Bearing Capacity (kN/m ²)	620.2

7-3 잔교식 안벽

7-3-1 General

1. Introduction

This design example is based on the design report for the container terminal project in Vietnam. Maritime structures of the Container Terminal include 1 Quay structure and 3 Approach bridges. The Quay shall accommodate ocean-going container ships on the quay's outer face (the face of quay towards the river). The overall dimensions of the quay are 800m long and 60m ~ 74m wide in this task. The deck is divided into 5 blocks. The type of quay structure is open structure, which has a suspended deck supported on piles. The cope elevation is +6.00m CD.

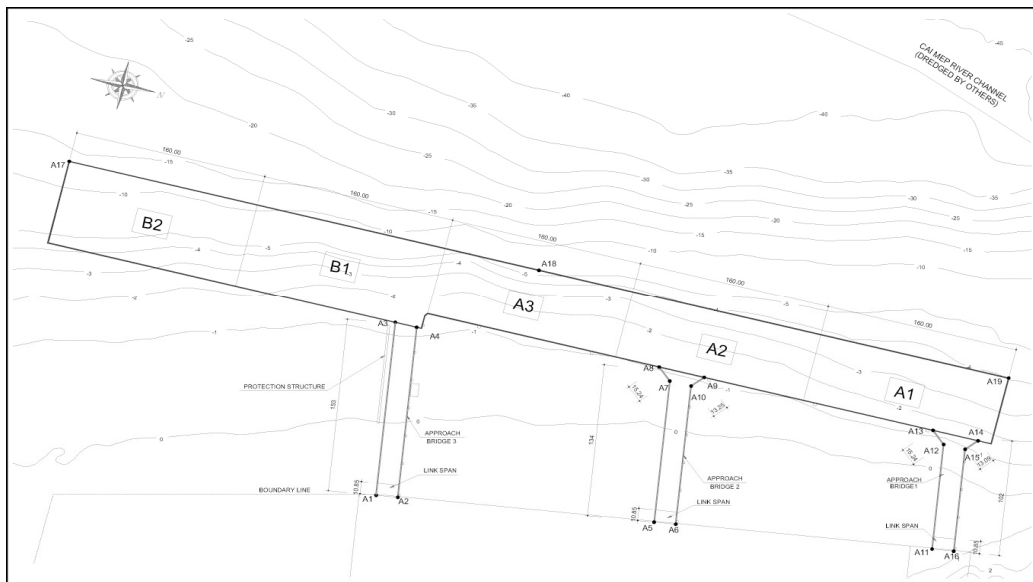


Figure 7-3-1. General Layout of Maritime structures

The maritime structure consists of PHC piles and Steel pipe piles with concrete deck. It has been designed to provide the adequate resistance to the vertical forces and horizontal forces produced by container ship, STS Crane, FCC and port equipment such as mobile crane, forklift truck and tractor/trailers.

The maritime structures has been designed to provide the adequate resistance to the berthing and mooring forces produced by design container vessels ranging from 200TEU ~ 18,000 TEU and container barges ranging from 16TEU ~ 75TEU.

Also the maritime structure has been designed to resist dead loads, live loads and environmental loads such as wave, current, wind and temperature variation.

The following chart indicates the procedure of structural analysis and design:

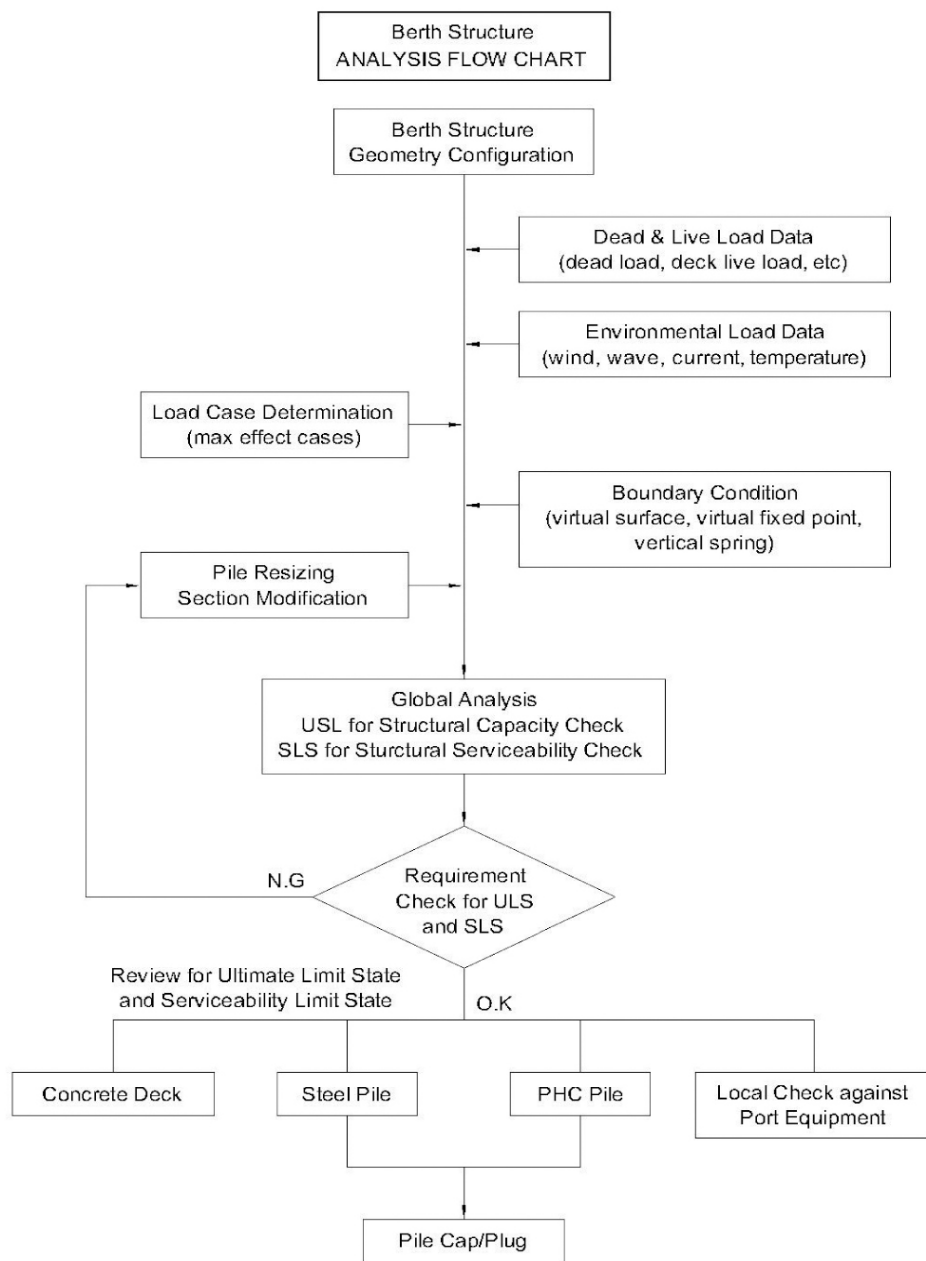


Figure 7-3-2. Flow Chart of Quay Structure Analysis

2. STANDARDS CODES and REFERENCES

Table 7-3-1. Standards and references

No.	Item	Description
1	BS 5400	Steel, concrete and composite bridges
2	BS 5950	Structural use of steelwork in building
3	BS 6349	Code of Practice for Maritime Structure
4	BS 8002	Code of practice for earth retaining structures
5	BS 8004	Code of practice for foundations
6	BS 8110	Structure use of concrete
7	EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
8	EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
9	JIS A 5335	Pretensioned spun concrete pile
10	JIS A 5373	Precast prestressed concrete product
11	TCXDVN 375 : 2006	Design of structure for earthquake resistance
12	-	Pile Design and Construction Practice, M.J. Tomlinson
13	-	Reinforced Concrete Analysis and Design, S.S. Ray

3. NATURAL CONDITIONS

The following natural conditions have been studied for Quay structures design:

- Location of the site
- Topography
- Meteorological: wind speed, temperature, typhoons
- Hydrographic: collected water level at the site, including the cumulative frequency of hourly water level, high tide level, low tide level, and mean tide level.
- Soil conditions: soil profiles and properties

4. PROJECT CONDITIONS

4.1 Design life

Design life of the quay which consists of structural concrete and steelwork elements is 50 years.

4.2 Design vessels

The maximum and minimum vessels are listed as below:

Table 7-3-2. Design Vessels

Parameter	Container Vessels		Container Barges	
	Max. Vessel	Min. Vessel	Max. Vessel	Min. Vessel
Vessel capacity (TEU)	16,000~18,000	700	75	16
DWT (T)	200,000	8,500	1,500	–
Displacement (T)	260,000	11,500	–	–
Length overall (m)	400	125	75	41
Beam (m)	56	20.5	10.1	7.5
Maximum draught (m)	15.5	7.5	3.2	2.3
Depth of hull(m)	–	–	3.9	2.8
Berthing angle(°)	–	–	15	15
Berthing velocity(m/s)	–	–	0.5	0.5
Allowable hull pressure (T/m ²)	20	40		
Maximum berthing angle (°)	6	10		
Maximum berthing velocity (m/s)	0.1	0.3		
Minimum bow radius at point of impact, for vessel at maximum berthing angle(m)	80	45		
Bow flare (°) at point of impact, for vessel at maximum berthing angle	15	15		

4.3 Other conditions

In some cases, other conditions, such as the ability to upgrade the structures for the next stage (for projects which have multiple stages) and the solutions of connections with existing structures of the project, should also be considered.

5. DESIGN CRITERIA

5.1 Material properties

Determination of the properties of materials for concrete, reinforcement, steel, the specifications of equipments, pile and other prefabricated elements.

5.2 Cover to reinforcement and crack with

Determination of the minimum concrete cover and the maximum crack width.

5.3 Parameters of natural conditions for calculations

Determination of the parameters for calculations:

- Tidal levels: HHWL, AHHL, MSL, LWL, CD, LLWL
- Design current velocity
- Design wave: the maximum wave height (H), wave period (T), wave length (L)
- Wind velocity
- Temperature

7-3-2 ARRANGEMENT

1. PLAN, FACADE & CROSS SECTION

Selection of the structural solutions:

- Pile foundation,
- Beam span, size of beam, thick of slab
- Distance of fenders, bollards

Major quay structures are show in the following figures.

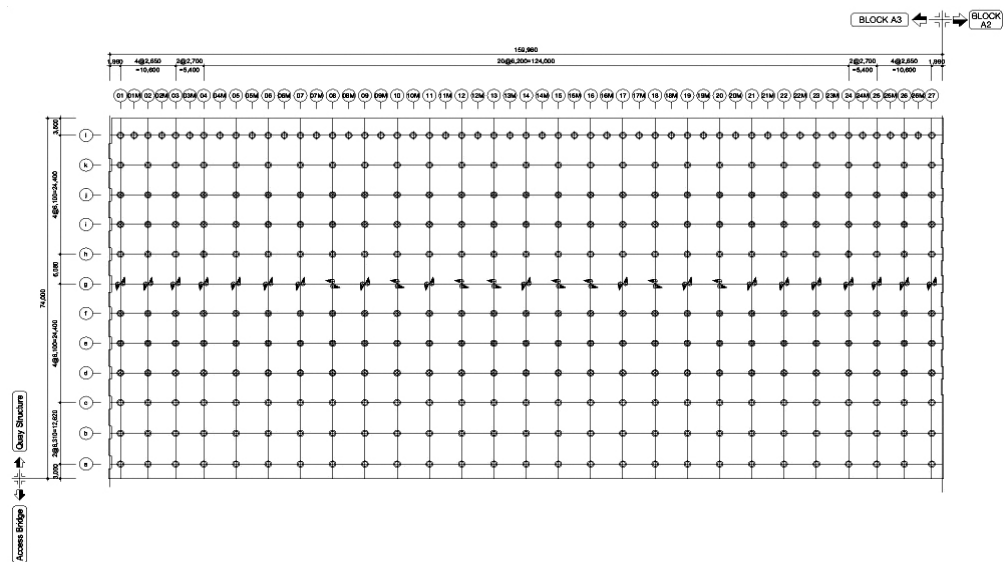


Figure 7-3-3. Plan of Quay Structure

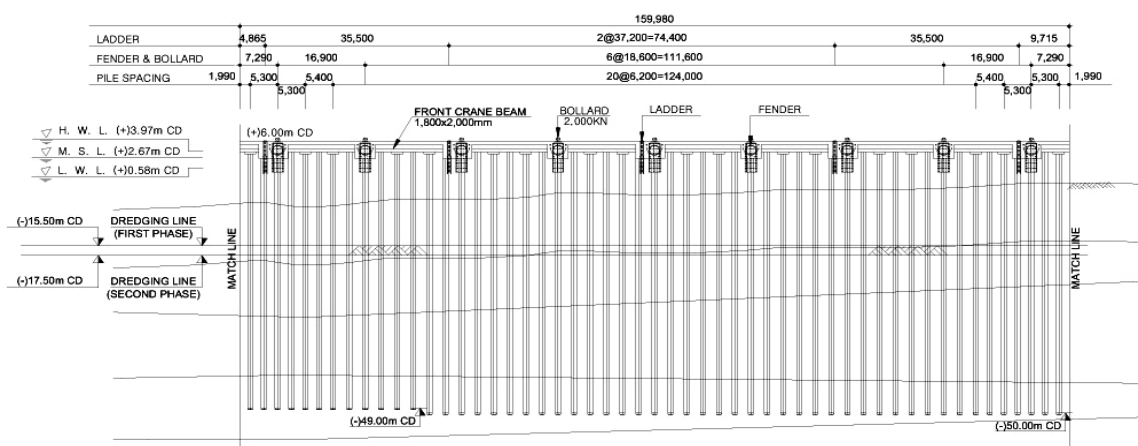


Figure 7-3-4. Front View of Quay Structure

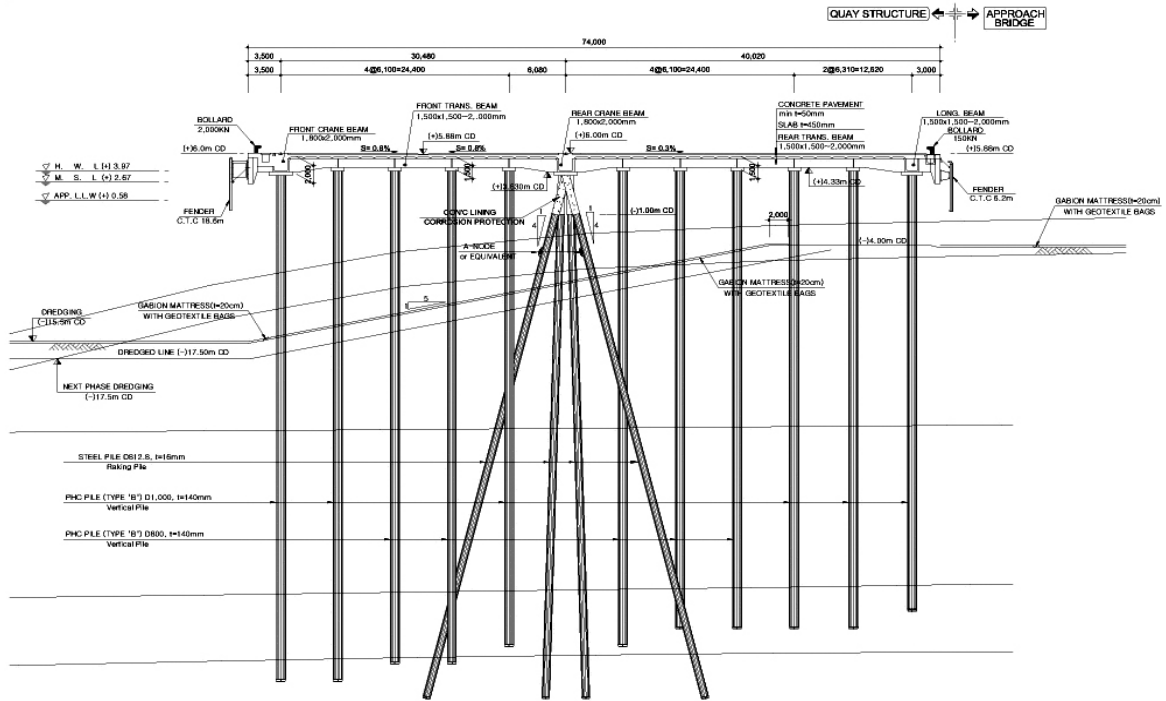


Figure 7-3-5. Cross section of Quay Structure

2. MOORING and BERTHING CALCULATIONS

2.1 Mooring arrangement

The general approach to calculate mooring loads on quay structure, depends on the vessel type, site exposure and environmental condition.

2.1.1 Mooring arrangement and layout definition

With the consideration of vessels lengths, quay blocks lengths and the boundary conditions of blocks, the actual mooring layout can be illustrated as follows:

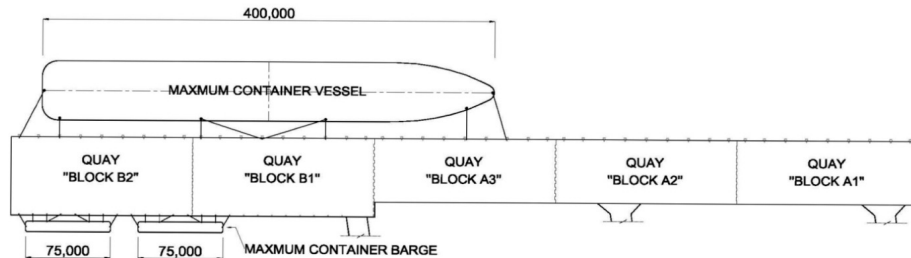


Figure 7-3-6. Maximum mooring load at Block - B2

Cross section of mooring cases with different vessel and water level are as below:

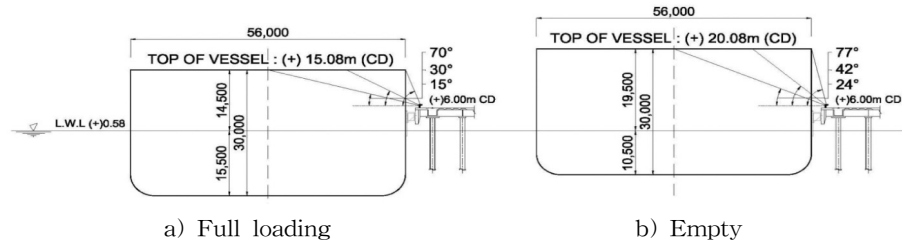


Figure 7-3-7. Mooring cases of maximum container vessel with A.L.L.W

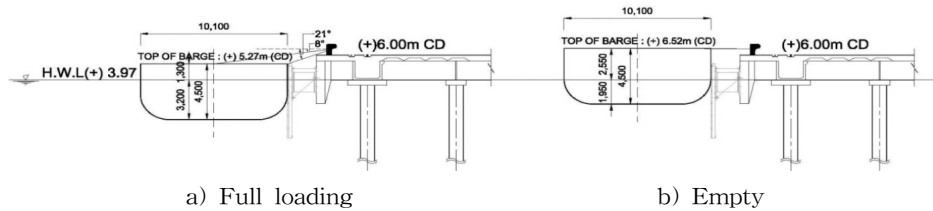


Figure 7-3-8. Mooring cases of maximum container barge with A.H.H.W

2.1.2 Mooring cases

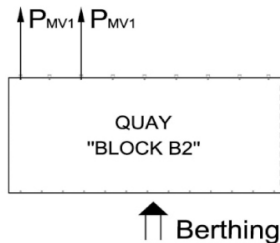


Figure 7-3-9. loading case 1

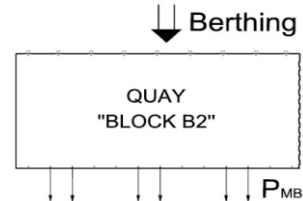


Figure 7-3-10. loading case 2

2.1.3 Mooring load calculation

The calculation may be simplified by assuming that only bow/stern and /or breast lines take the lateral loads and spring lines take the longitudinal loads. The component forces in cartesian coordinate on bollard can be obtained by the following equations.

$$N_B = Q_B \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta$$

$$V_B = Q_B \cdot \sin \beta$$

$$T_B = Q_B \cdot \cos \alpha \cdot \cos \beta$$

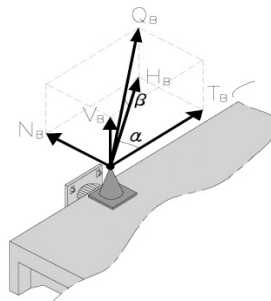


Figure 7-3-11. The Mooring Diagram

2.2 Berthing Energy and Fender

2.2.1 Berthing Energy

Calculation of berthing energy is based on 'Guidelines for the Design of Fender System' of PIANC:

Table 7-3-3. The berthing energy calculation of container vessel and container barge

Target Vessel	Container Vessel		Container Barge	
	200,000 DWT	8,500 DWT	1,500 DWT	16 TEU
Overall length Loa(m)	400	125	75	41
Displacement DT (ton)	260,000	11,500	2,200	650
Beam B (m)	56.0	20.5	10.1	7.5
Draught D (m)	15.5	7.5	3.2	2.3
Angular berthing (degree)	6.0	10	15	15
Coefficient C_m	1.55	1.73	1.63	7.5
Coefficient C_e	0.5	0.5	0.5	0.5
Coefficient C_s	1.0	1.0	1.0	2.3
Coefficient C_c	1.0	1.0	1.0	2.80
Berthing velocity v (m/s)	0.1	0.3	0.5	0.5
Normal berthing energy (kN.m)	1009.8	448.1	224.1	65.5
Abnormal berthing coefficient	1.5	1.5	-	1.5
Abnormal Berthing Energy (kN.m)	1514.7	672.2	336.2	98.3

2.2.2 Fender system

The calculations to select fender, with considering total correction factor are as follows:

Table 7-3-4. The fender reaction force calculation

ITEM	Performance Grade	Design Performance (Normal 67.5% Compression)	Design Performance (After considering TCF)
Energy Absorption	HC1400H (J4-10)	1610 kN-m	1598 kN-m
Reaction Force		2160 kN	2753 kN

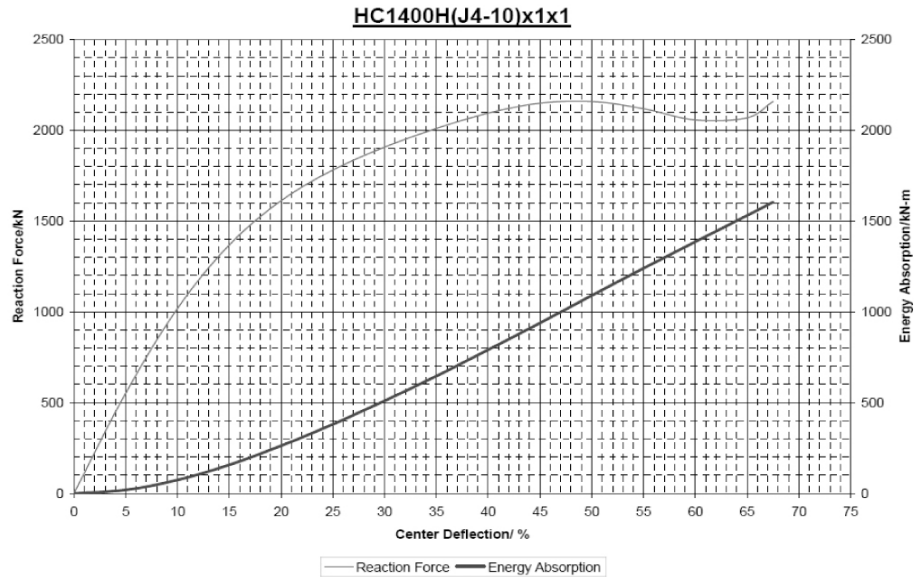


Figure 7-3-12. Performance curve of cone type HC 1400H(J4-10)

2.2.3 Fender spacing

The maximum space of fender should be estimated by the smaller vessel. The fender spaces are verified referring to the compressed length of fenders, based on BS6349-4:1994.

2.2.4 Three fenders contact

Three fenders contact case of the maximum vessel is used to determine the maximum berthing force on the quay.

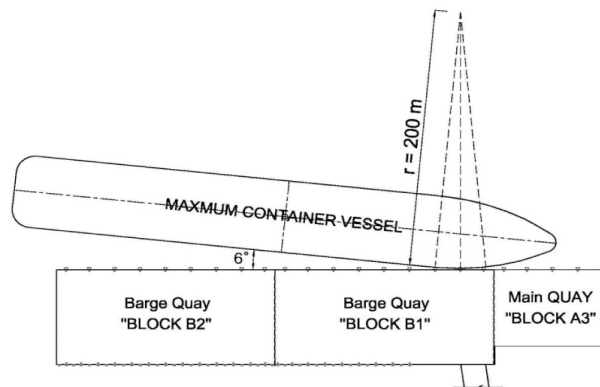


Figure 7-3-13. Three fenders contact condition

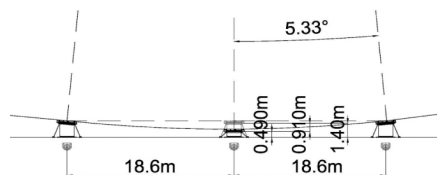


Figure 7-3-14. Three fenders contact with cone type 1400H

7-3-3 LOADS

1. DEAD LOADS

1.1 Self weight of coded (modeled) elements

The self-weights of coded elements including beams, slabs and piles are automatically calculated in the computer program.

1.2 Self weight of non-coded portions

The self-weights of non-coded elements, ie, the other portions of structure had not been modeled in the program such as pile caps, pile plugs, guardrails and pavements are manually inputted into the program.

1.3 Self-weight of Pile Cap

The self-weight of pile caps are applied as superimposed dead load on the top of pile

1.4 Self-weight of Pile Plug

The self-weight of pile plugs are applied as uniformly distributed load on the top of pile with 1.0~2.0m length.

1.5 Self-weight of Marine growth

The self-weight of marine growths are applied as superimposed dead load.

1.6 Self weight of Pavement

The self-weight of pavement are estimated based on the assumption that the unit weight of concrete is 24 kN/m^3 .

1.7 STS Cranes' self weight

The detail information on STS crane was provided by the manufacturer as below

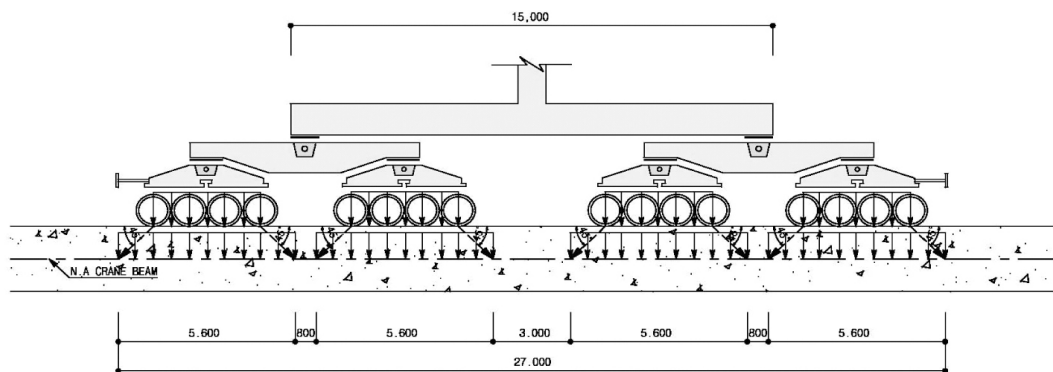


Figure 7-3-15. STS Crane

STS crane's wheel loads are estimated with the consideration of handling loads, operation conditions and wind loads.

2. LIVE LOADS

2.1 Uniformly distributed design live load

The arrangement of uniformly distributed loads of the quay are shown as following.

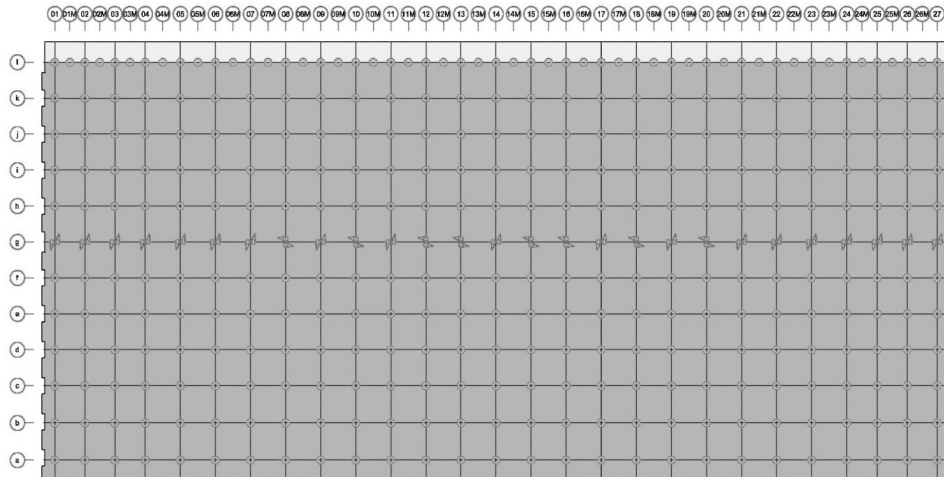


Figure 7-3-16. Loading area for the Block


The uniformly distributed load on the deck of quay structure in operational condition:

- Between landward rail and landward edge of quay : 20kN/m^2
- Between rails : 20kN/m^2
- Waterward of waterward rail : 10kN/m^2

2.2 Handling loads of STS Cranes

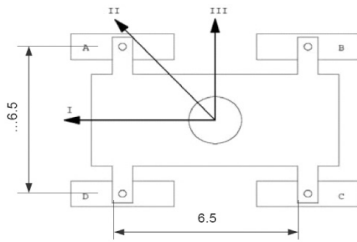
Handling load of STS Cranes in vertical directions are as follows:

Table 7-3-5. Handling loads of STS Cranes - In Operation - Vertical load

Wind	Load	Vertical Wheel Load (tonnes)					Vertical Distributed Load(kN/m)			
		Left		Right			Left		Right	
		Land Side	Water Side	Land Side	Water Side		Land Side	Water Side	Land Side	Water Side
0 m/s	WS end of the boom	-23	35	-23	35	-161.2	245.3	-161.2	245.3	
20 m/s	Perpendicular to QuayfromLStoWS	-23	35	-23	35	-161.2	245.3	-161.2	245.3	
20 m/s	Parallel to Quay	-23	35	-23	35	-161.2	245.3	-161.2	245.3	
0 m/s	LS end of the boom	6	6	6	6	42.0	42.0	42.0	42.0	
20 m/s	Perpendicular to QuayfromWStoLS	6	6	6	6	42.0	42.0	42.0	42.0	
20 m/s	Parallel to Quay	6	6	6	6	42.0	42.0	42.0	42.0	

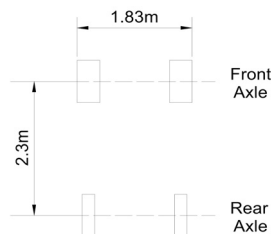
2.3 Crane/vehicles loads

2.3.1 Mobile crane(10T)



- Total weight(laden) : 60 T
- Total weight(unladen) : 50 T
- Outrigger pad dimensions : 0.5mx0.5m
- Mobile Crane's propping pad loads : 250 kN on two pads
50 kN on other pads

Figure 7-3-17. Mobile crane(10T)



- Total weight(laden) : 12.70 T
- Total weight(unladen) : 7.70 T
- Maximum front axle load(laden) : 11.50 T
- Maximum front axle load (unladen) : 3.80 T

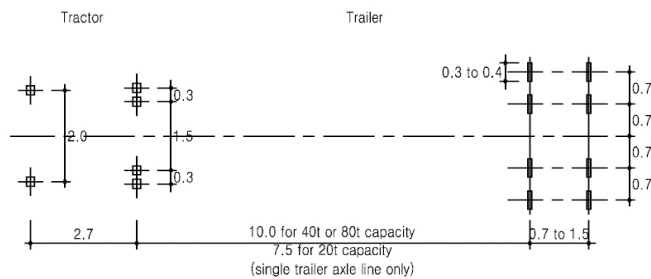
Figure 7-3-18. Forklift Truck(5T)

2.3.2 Tractor / trailers

① HA loading in BS5400-P2.

- UDL = 22.3 kN/m , KEL = 120 kN

② 40 tons roller trailer in BS6349-P1.



- First axle line load = 40kN
- second axle line load = 280kN
- third axle line load = 150kN
- fourth axle line load = 150kN

Figure 7-3-19. Tractor / trailer (40T)

2.4 Berthing/ Mooring Load

Refer to 2.2 Berthing / Mooring calculations above.

3. ENVIRONMENTAL LOADS

3.1 Wind load

Based on BS5400-P2, the wind pressure are calculated as follow:

$$P_t = qA_1C_D \quad (7-3-1)$$

- P_t : Nominal transverse wind load (N)
 q : The dynamic pressure head taken as $(0.613V_d^2\text{N/m}^2)$
 V_d : Maximum wind gust speed. 20m/s for normal, 40m/s for extreme condition
 A_1 : Projected area (m^2).
 C_D : Drag coefficient which is defined in the section 5.3.3 in BS5400-2:2005

3.2 Current load

Based on BS6349-P1, the drag force acts at the centroid of the area normal to the flow is as follow:

$$F_D = 0.5 \cdot C_D \cdot \rho_o \cdot A_n \cdot V^2 \quad (7-3-2)$$

- F_D : Drag force acting on the object in the direction of the current (kN)
 C_D : Drag coefficient,
 ρ_o : Density of water (t/m^3)
 A_n : Projected area of the object in the direction of the current (m^2)
 V : Flow velocity (m/s)

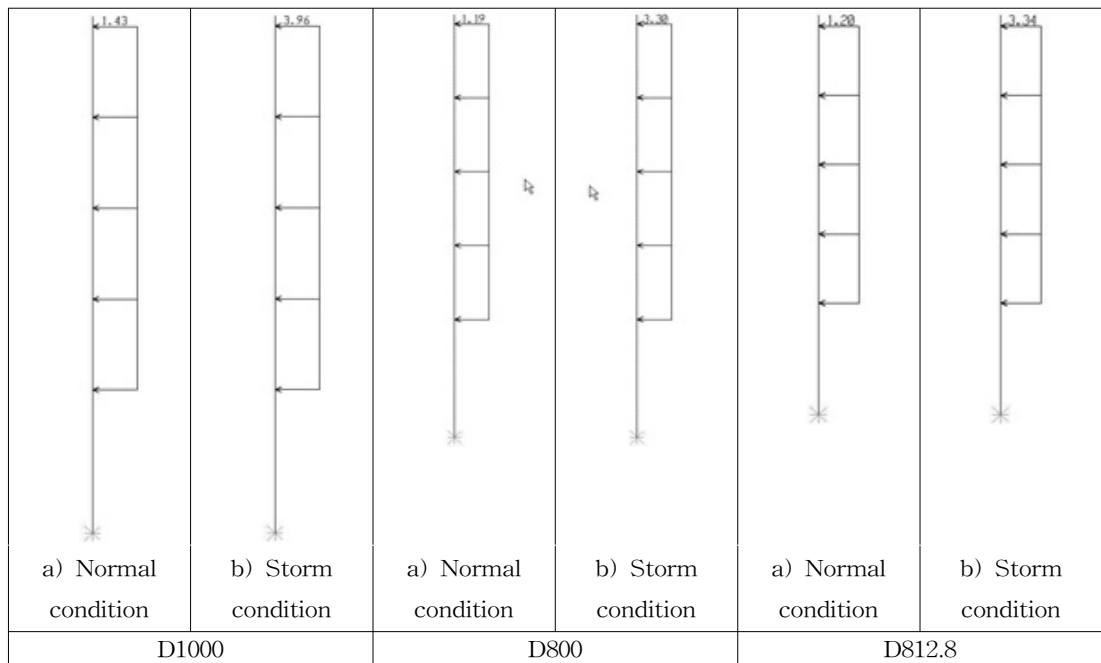


Figure 7-3-20. Current forces on piles

3.3 Wave load

Morison's equation are applied and the wave force on piles are expressed as follows:

$$F_w = F_D + F_I \quad (7-3-3)$$

$$F_D = \int_0^{L_s} \left(\frac{1}{2} C_D \cdot \rho \cdot W_s |U| U \right) dL_s$$

$$F_I = \int_0^{L_s} (C_i \cdot \rho \cdot A \cdot \dot{U}) dL_s$$

$$U = \frac{\pi H}{T} \cdot \frac{\cosh 2\pi(y+d)/L}{\sinh(2\pi d/L)} \cos \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

$$\dot{U} = \frac{2\pi^2 H}{T^2} \cdot \frac{\cosh 2\pi(y+d)/L}{\sinh(2\pi d/L)} \sin \left\{ 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \right\}$$

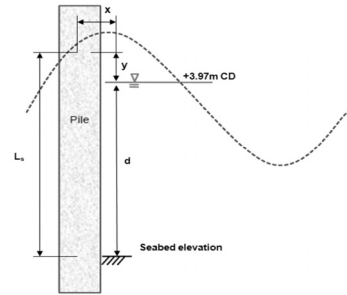


Figure 7-3-21. Wave force acting on pile

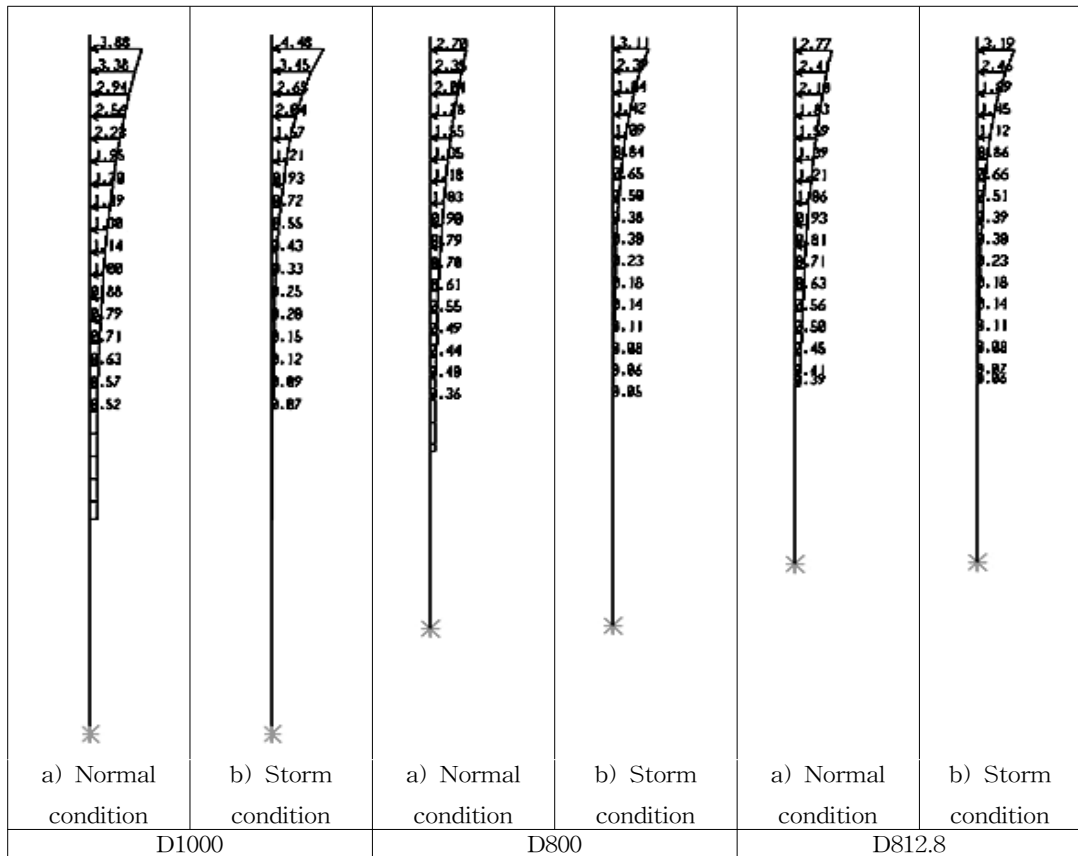


Figure 7-3-22. Wave forces on piles

3.4 Temperature load

The temperature gradient between the top and bottom of deck is +11.5℃ and -4℃.

3.5 Seismic load

Seismic loading and design are in accordance with Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance. Spectral analysis method using seismic elastic response spectrum is used.

7-3-4 STRUCTURAL ANALYSIS

1. COMPUTER PROGRAM

3-Dimensional structural analysis program, named SAP2000 is used.

2. GENERAL LAYOUT OF STRUCTURE

2.1 Structural Geometry

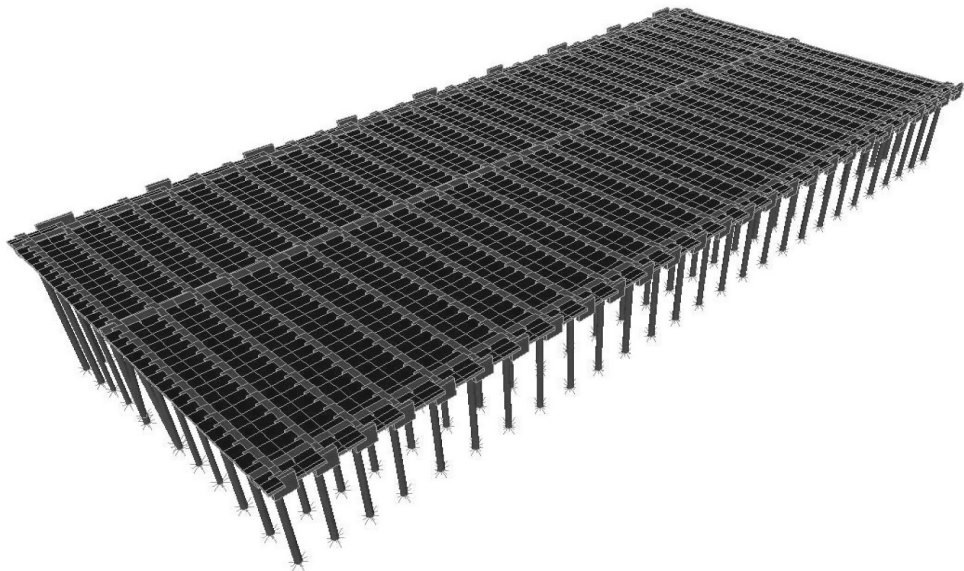


Figure 7-3-23. 3D Modeling of Block - B1

2.2 Member Properties

Member properties are including the properties of typical sections such as dimension, sectional area, moment of inertia and section modulus.

2.3 Boundary Conditions

Piles are considered to be fully restrained at the node which connected with deck. At the virtual fixity point, 5 degree of freedoms except the displacement in the pile axis direction, are restrained. And the virtual springs substitute the pile length between the virtual fixity point and toe level or fixity point.

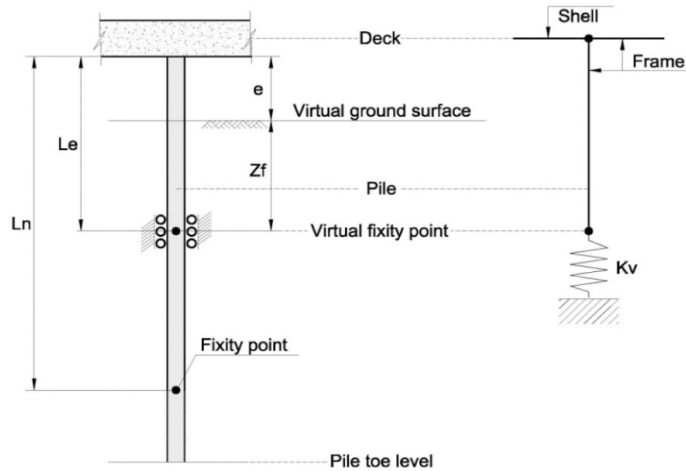


Figure 7-3-24. Boundary conditions and idealized model of pile

2.4 Virtual ground surface

As recommended by “Technical standards & commentaries for port & harbour facilities in Japan, OCDI 2002”, virtual ground surface shall be assumed as the 1/2 of vertical distance between the surface of slope at pile axis and the sea bottom in front of slope.

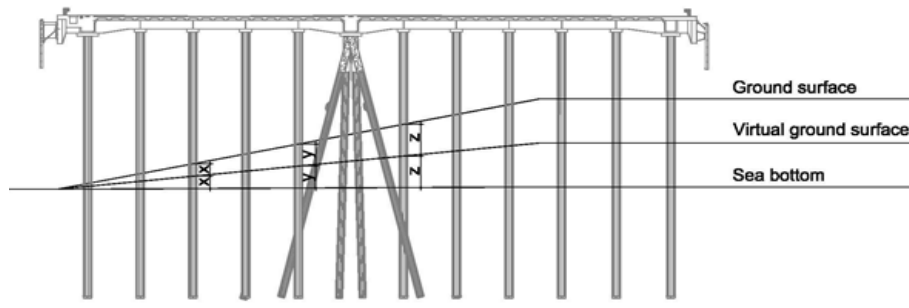


Figure 7-3-25. Assumed virtual ground surface

2.5 Pile ground interaction and boundary connections

Piles can be modeled as fixed into ground at a point determined by bending length L_e which calculated based on “Pile Design and Construction Practice, M. J. Tomlinson” as follows:

$$L_e = e + z_f \quad (7-3-4)$$

Where

- e : Free length of pile, m
- z_f : Depth to fixity, m, $z_f = 1.8$

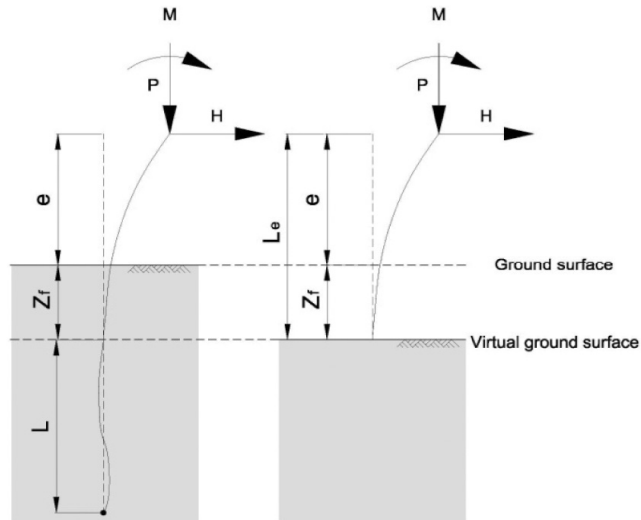


Figure 7-3-26. Bending length of pile (L_e)

The coefficient of vertical spring K_v which applied at the virtual fixity point can be estimated as recommended by OCDI2002 as below:

$$K_v = \frac{A_p \times E_p}{L_s} \quad (7-3-5)$$

- A_p : Sectional area of pile (m^2).
- E_p : Modulus of longitudinal elasticity of pile (kN/m^2).
- L_s : Pile length of compressive zone under virtual fixity point.

2.6 Restraint due to Block's Interlocking

The restraint effects on the transverse and longitudinal displacements at the boundaries can be substituted by the elastic springs of which is equivalent to load-displacement behavior of an adjacent block. The shear key gaps between the blocks in longitudinal direction, are applied in structural model.

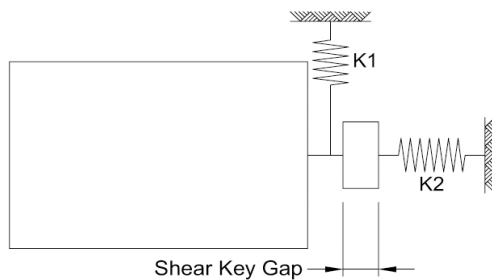


Figure 7-3-27. Boundary Spring

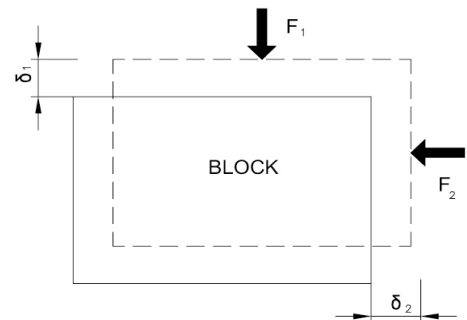


Figure 7-3-28. Stiffness of Adjacent Block

3. LOADING CASES and COMBINATIONS

3.1 Loading cases

Load cases for structural analysis are shown as below:

Table 7-3-6. Load cases for structural analysis

No.	LOAD CASE
1	DEAD LOAD
	. Self weight of structures(including pavement load)
	. Self weight of pile plug, pile cap, marine growth
	. STS Cranes' self weight
	- In operation (Boom down)
	- In stowed condition (Boom up)
2	LIVE LOAD
	. Uniformly distributed load(20kN/m ² , 10kN/m ²)
	. Port equipment loads(for slab design, 10T Mobile crane)
	. Port equipment loads(for beam design, HA loading) - Moving load
	. STS's Handling-loads
	- In Operation (Boom down)
3	BERTHING / MOORING LOAD
4	ENVIRONMENTAL LOAD
	. Wind load
	. Current load
	. Wave load
	. Thermal load
	. Seismic load

3.2 Load combination

Based on BS6349-2:1988, Clause 6.11.4, the design load (Q*) and design load effect (S*) are determined by the following equation:

$$Q^* = \gamma_{FL} \cdot Q_k \quad S^* = \gamma_{FB} \cdot (\text{effects of } Q^*) \quad (7-3-6)$$

Where:

Q_k : Nominal loads which defined in Section 3.3.1 of BS 5400-1:1978.

γ_{FB} : is a factor that take account of inaccurate assessment of the effects of loading

γ_{FL} : is the partial load factor

4. ANALYSIS RESULTS

Typical analysis results are shown in below;

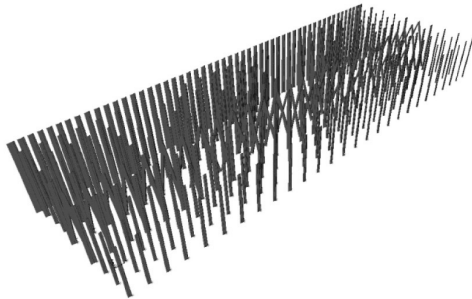


Figure 7-3-29. Axial force diagram

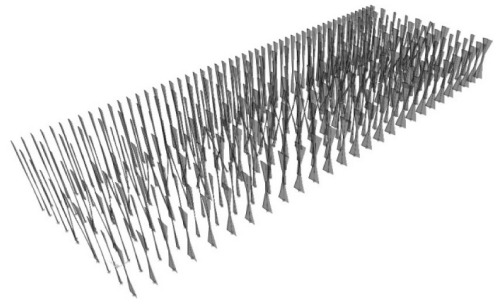


Figure 7-3-30. Bending moment diagram

4.1 Internal forces in pile

The extreme values of axial forces and bending moments of piles are summarized in below Table.

Table 7-3-7. The extreme internal forces of pile

Force type	Extreme value	Limit state	Combination	Condition
PHC - D800B				
Compression force	3507.92 kN	ULS	U2406	Normal
	2656.04 kN	SLS	S235	Normal
Bending moment	316.65 kN	ULS	U1868	Normal
	524.19 kN	SLS	S2684	Seismic

4.2 Internal forces in slab

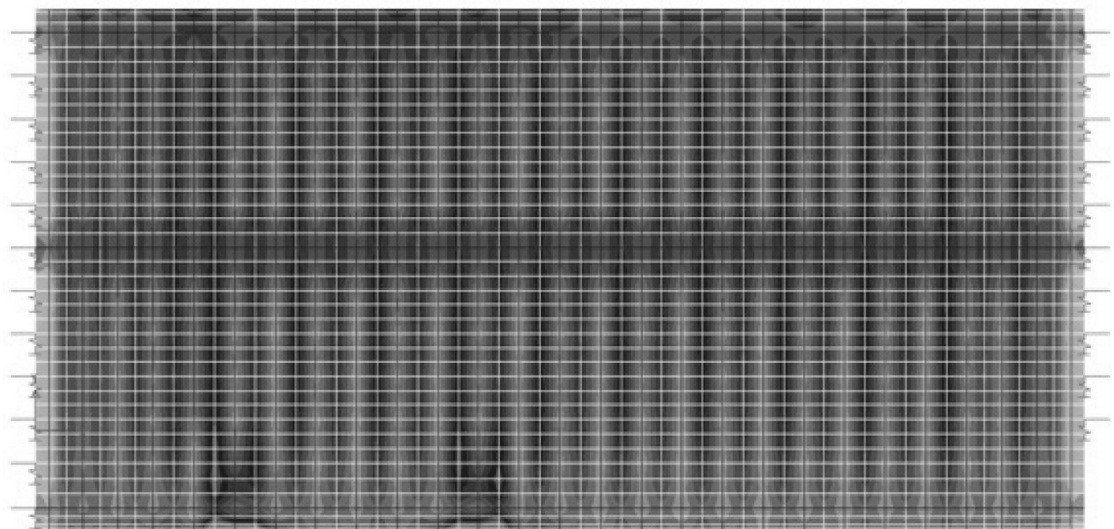


Figure 7-3-31. M11 Sagging moment (Block - B1)

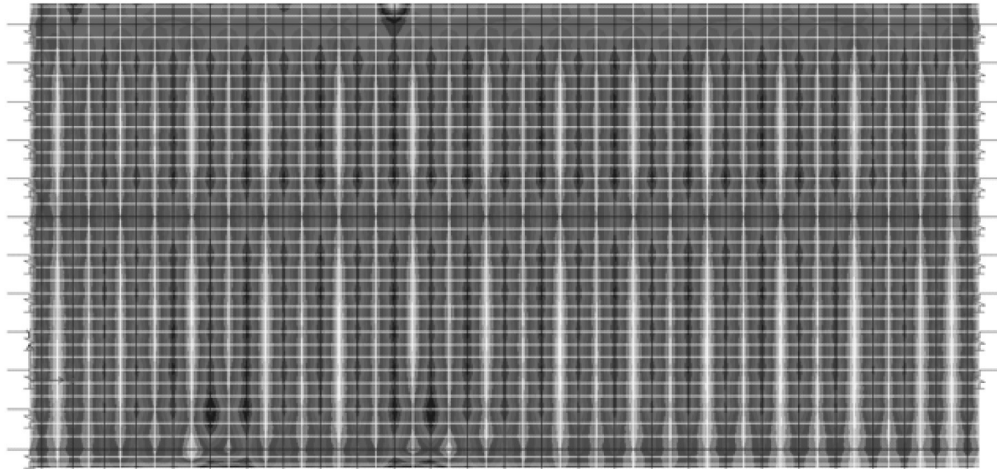


Figure 7-3-32. M11 Hogging moment (Block - B1)

4.3 Internal forces in beam

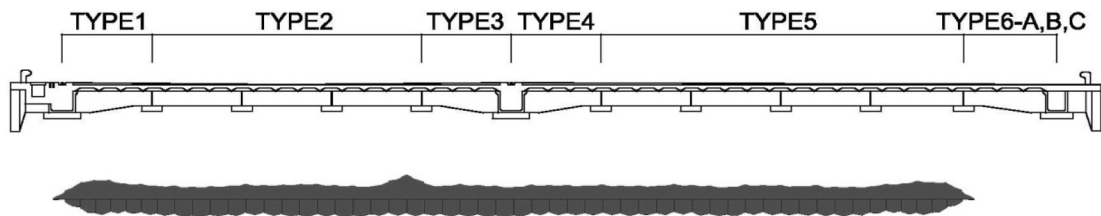


Figure 7-3-33. Bending moment diagram of front crane beam

4.4 Displacement of pile head

Table 7-3-8. Displacements of pile head

Section	Normal Condition	Seismic Condition	Joint No.	
			Normal Condition	Seismic Condition
Block - B1				
U1				
Maximum	7.96 mm	56.08 mm	377	1916
Minimum	-19.09 mm	-57.08 mm	377	1884
U2				
Maximum	15.91 mm	28.24 mm	1879	1396
Minimum	-12.30 mm	-26.54 mm	131	1233
U3				
Maximum	-2.02 mm	-3.02 mm	1885	380
Minimum	-15.05 mm	-12.09 mm	1066	1058

7-3-5 PILE DESIGN

1. STRENGTH CAPACITY

1.1 Prestressed PHC Pipe

1.1.1 ULS Condition

A calculation program is created by using VBA® (Visual Basic for Application). The failure load and failure moment of column by means of interaction diagram can be estimated.

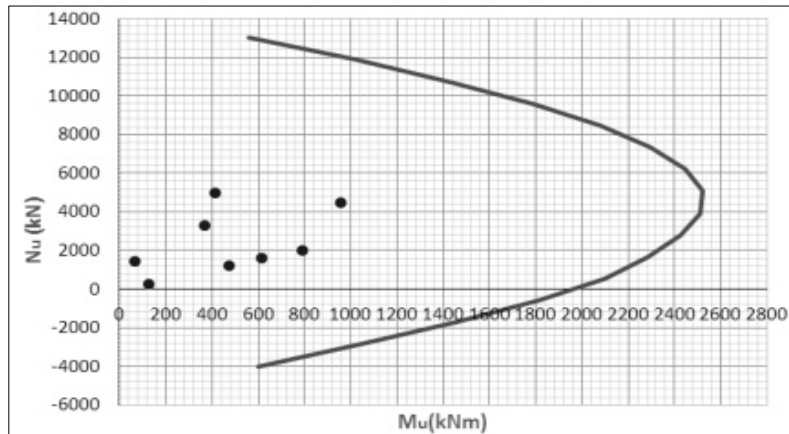


Figure 7-3-34. ULS Interaction-curve for PHC Pipe D1000B in Block - B1
(Positive value is tension, negative value is compression)

1.1.2 SLS Condition

Internal forces in piles are checked with P-M interaction curves as shown as bellows:

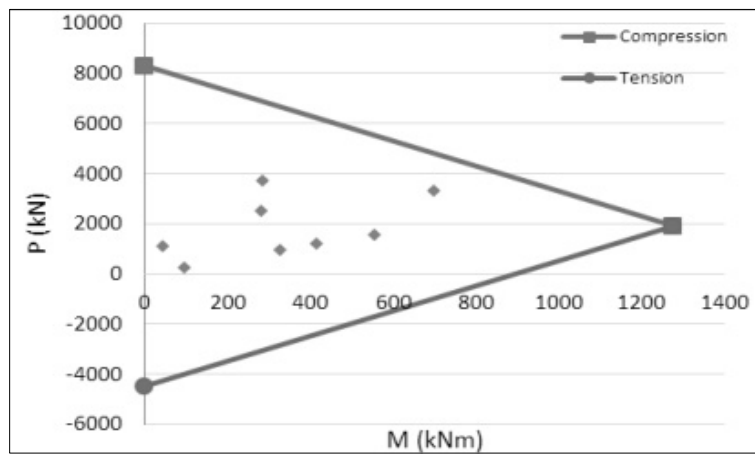


Figure 7-3-35. SLS Interaction-curve for PHC Pipe D1000B in Block - B1 (Normal condition)

1.2 Steel Pile

The most critical member forces of steel pipe are found at the level of vertical fixity point which are located under seabed level. Therefore, the corrosion rate is 0.2mm/year is applied. The structural capacity of steel pipe pile is checked by BS5950.

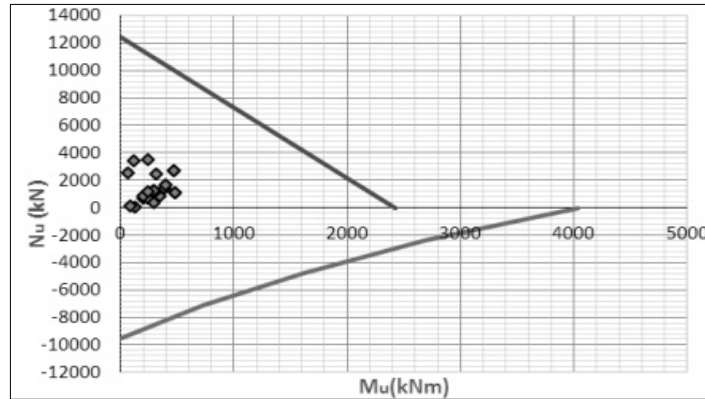


Figure 7-3-36. Steel Pile D812.8 in Block - B1

2. PILE GROUND RESISTANCE AND PILE LENGTH SELECTION

Eurocode 7 is used for pile foundation design. For the design of pile foundation subject to compression, the design compressive action(F_{cd}) acting on the pile to be less than or equal to the design bearing resistance(R_{cd}), and the design tension action(F_{td}) acting on the pile to be less than or equal to the design bearing resistance in tension(R_{td}) of the ground :

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad \text{and} \quad F_{td} \leq R_{td} \quad (7-3-7)$$

Where,

F_{cd} : the design compressive action(kN)

R_{cd} : the design bearing resistance in compression(kN)

F_{td} : the design tension action(kN)

R_{td} : the design bearing resistance in tension(kN)

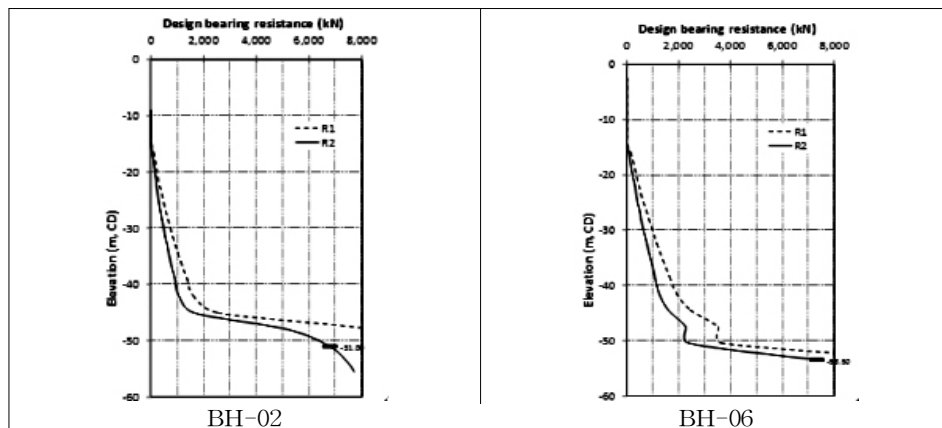


Figure 7-3-37. Design bearing resistance with depth of PHC pile($\Phi=1,000\text{mm}$)

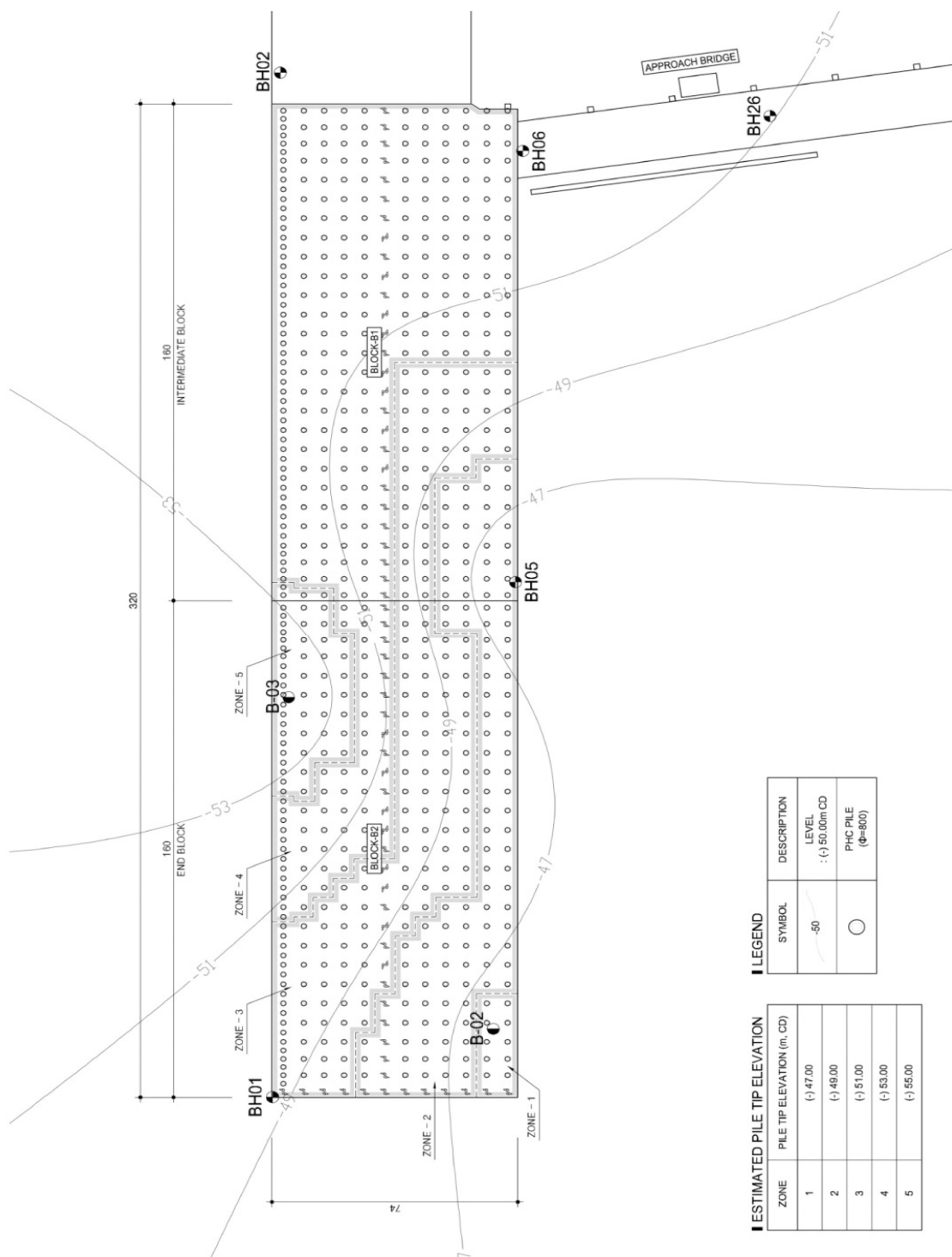


Figure 7-3-38. Contour map of bearing stratum of PHC pile

3. PILE CAP and JOINT

3.1 Pile splice checking

Calculations the min thickness of butt welding, according to BS5950-P1

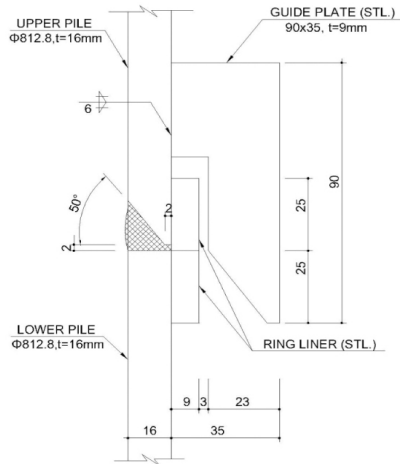


Figure 7-3-39. Welded Joint Details for Steel Pipe Pile(D812.8)

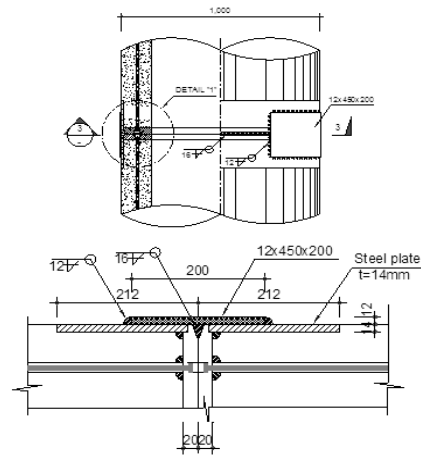


Figure 7-3-40. Welded Joint Details for PHC Pile(D1000)

3.2 Pile cap checking

The loads on pile cap are the self weight of beam (P_b), the live load on beam (P_l) and the weight of filling concrete (W_{ss}) as shown below.

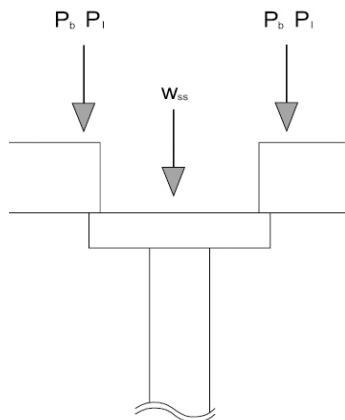


Figure 7-3-41. Loads on Pile cap

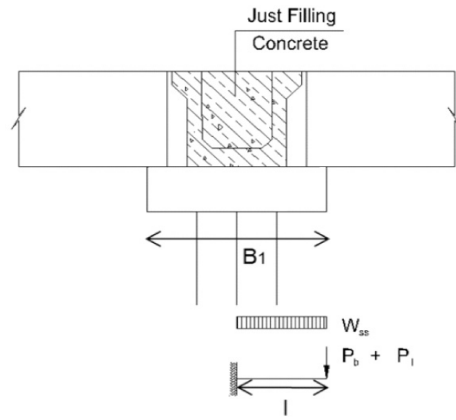


Figure 7-3-42. Pile cap geometries

Pile caps are checked for both serviceability limit state and ultimate limit state, including flexure and shear.

7-3-6 REINFORCED CONCRETE DESIGN

1. METHODOLOGY

The reinforced concrete sections are checked in accordance with BS8110-P1

2. STAGED CONSTRUCTION OF STRUCTURAL ELEMENTS

In this project, semi-precast method is adopted. One advantage of this method is that precast units can be used as formwork for concreting the remaining in-situ portions. Therefore, precast units need to be checked to ensure that it has enough strength to resist the weight of precast unit itself, weight of in-situ concrete laid on it and the live loads during construction. The beams and slabs also be checked for cracking requirement. Load factor applied for staged construction is as for temporary. The following construction stages are considered for front crane beam as an example:

STAGE 1

This stage considers for the case when precast units are placed on pile caps and in-situ concrete is filled inside the beams. Both ends of beams are regarded as pinned support.

1) Input data

Dimensions of section

Beam span, L_1 =	4.300	m
Overall height, h_1 =	1.550	m
Overall width, b =	1.800	m
Wall thickness, t_w =	0.150	m
Base thickness, t_b =	0.150	m

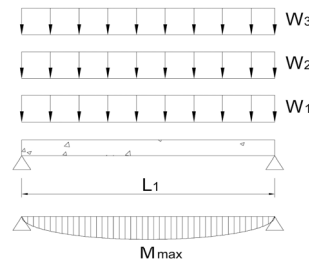
2) Loading

a. Load case

Self weight of Pre-cast unit, W_1 =	17.37	kN/m
Self weight of filled concrete, W_2 =	50.4	kN/m
Live load, W_3 =	2	kN/m

b. Calculation

Ultimate Load, W_u =	80.3	kN/m
Service Load, W_s =	69.77	kN/m



$$M_{sag} = \frac{wL^2}{8}$$

$$V = \frac{wL}{2}$$

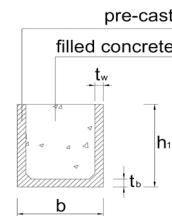


Figure 7-3-43. Loading and moment diagram of beam in Stage 1

STAGE 2

This stage considers for the case after the beam section has been concreted up to bottom of the slab. precast slab units are placed on and the remaining part of in-situ concrete slab is placing. In which, case 1 is an outer beam and case 2 is a middle span beam.

1) Input data

Dimensions of section

Overall height, h_1 =	1.550	m
Overall width, b =	1.800	m
Beam space, S =	6.550	m
Beam span, L_2 =	6.200	m
PC Slab thickness, t_s =	0.450	m

2) Loading

a. Load case

Load of stage 1 beam, W_1 =	67.77	kN/m
Self weight of slab, W_2 =	70.74	kN/m
Live load, W_3 =	13.1	kN/m

Note: $W_2 = S \times t_s \times \gamma_c$

$W_3 = S \times 2kN/m$ (Live load)

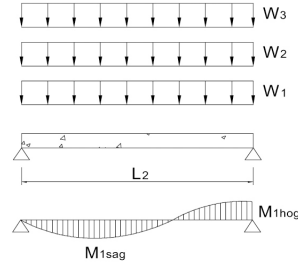
b. Calculation

Ultimate Load, W_u =	175.01	kN/m
Service Load, W_s =	151.61	kN/m

Note: $W_2 = S \times t_s \times W_c$

$W_3 = S \times 2kN/m$ (Live load)

1) Case1

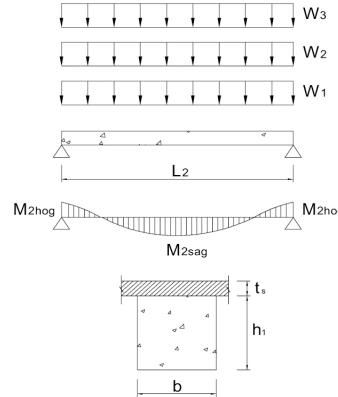


$$M_{sag} = \frac{9wL^2}{128}$$

$$M_{hog} = \frac{wL^2}{8}$$

$$V = \frac{5wL}{8}$$

2) Case2



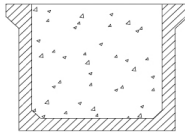
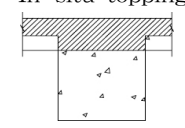
$$M_{sag} = \frac{wL^2}{24}$$

$$M_{hog} = \frac{wL^2}{12}$$

$$V = \frac{wL}{2}$$

Figure 7-3-44. Loading and moment diagram of beam in Stage 2

Table 7-3-9. Forces in Front Crane beam due to construction stage

Stage	Checking section	State	Design Force		
			Mhog (kN.m)	Msag (kN.m)	V (kN)
Stage1	PC beam+Infill con'c 	ULS	-	185.7	172.7
		SLS	-	161.3	150.0
Stage2	Stage1+PC slab +In-situ topping 	Case1	ULS	840.9	473.0
			SLS	728.5	409.8
		Case2	ULS	560.6	280.3
			SLS	485.7	242.8

Sections of beams are as follow:

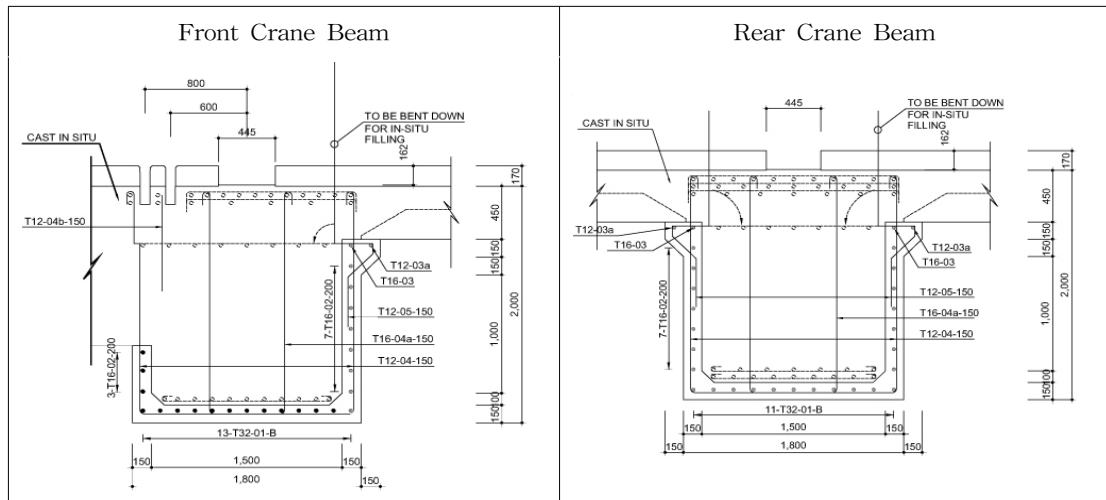


Figure 7-3-45. Summary of crane beam section (Block-B2)

7-4 자켓구조물

1. 자켓구조물 개요

- 서남해 2.5GW 풍력단지 중 5MW 20기의 해상풍력 실증단지에 전력을 수전하여 육상으로 송전하기 위한 해상변전소 설계 및 시공 운영기술을 구축하기 위하여 선정된 자켓식 기초구조물 및 상부 Deck구조물에 대하여 설계를 실시하였다.
- 해상변전소 위치를 선정하기 위한 해양조사, 수심측량 및 지반조사를 통하여 고창 육상변전소에서 약 11km떨어진 영해상(위도 35°28'18", 경도 126°19'40")에 선정하였다.
- 해상변전소가 위치하는 해역의 수심은 DL(-)8.5m이며, 지층은 해상변전소에 가장 인접한 보링위치 BH-4를 기준하였으며 상부에 퇴적층이 약 41m로 두껍게 분포하며 하부로 풍화암, 연암층으로 분포하고 있다.
- 해상변전소의 내구연한은 해외문헌과 해외사례, 해상변전소가 설치될 지역의 풍력단지 내구연한 20년 등을 고려하여 25년으로 계획하였다.
- 실시설계 범위는 확정된 자켓 구조형식과 플랫폼에 설치되는 전기, 기계, 건축 등의 평면배치 계획을 기준으로 다음과 같이 선정하였다.

표(7-4-1) 설계 범위

구 분	기 본 설 계 내 용
해상 변전소 자켓 및 deck 구조물 설계	<ul style="list-style-type: none"> • jacket 구조물 설계 (4 leg, 20.0m × 20.0 m × 23.5m) • deck 구조물 설계 <ul style="list-style-type: none"> - roof deck : 등대, 담수탱크, pedestal crane, CCTV, 콘텐싱 유닛 등 - main deck : 주변압기실, 170kV GIS room, fire gas room, 창고 등 - cellar deck : C-GIS room, L/V switchgear room, control room, conference room, cooking room, bed room, bath room, battery room, generator room, ware house, desalination installation, diesel tank, S. Tr room, 154kV 케이블 처리실, 풍도 등 - access deck : 오페수처리설비, 케이블 견인장치처리설비, 향로표지시설(무신호시, 안개감지기 등) - 기타 : 보트랜딩(방충채 등), stair, ladder, life buoy 등 • 해상변전소 운영시(정적) 안정성 검토 • 해상변전소 동적(내진, 피로) 안정성 검토 • 해상변전소 설치(선적, 양중 및 운송) 안정성 검토 • boat landing, mud mat, J-tube 부재 안정성 검토 • 말뚝 설계 및 항타성 분석 • 예상공사비 산정 및 건설계획

2. 시설물 배치계획

2.1 구조물 제원 계획

2.1.1 구조물 제원 선정

- 해상변전소 구조물은 해상풍력단지의 인근에 설치되어 해상풍력타워에서 발생한 전력을 전력선으로 연결하여 변전소에 설치된 변전설비와 GIS 등을 이용하여 육상변전소에 송전할 전력량으로 공급하고 아울러, 변전소 구조물의 운영 및 유지에 필요한 제반 설비를 설치하도록 계획한다.
- 변전소 구조물의 크기는 상부 platform에 배치되는 T/R 및 GIS 등의 크기 및 배치 등을 고려하여 계획하며, 본 변전소는 상부 main deck에 T/R 및 GIS설비가 동시에 배치되는 것으로 계획하여 main leg의 간격을 20m×20m 계획하였으며, 하부 기초는 상부 main leg를 지지하도록 같은 간격의 jacket leg를 배치하였다.

- 폭풍해일시의 최대 천단고를 고려하여 하부 cable access deck level을 DL(+)17.0m으로 선정하였으며, cellar deck은 DL(+)21.0m, main deck은 DL(+)27.0m, roof deck은 DL(+)35.0m로 계획하였다.
- roof deck의 상부에는 T/R 및 GIS의 유지 보수 및 교체를 위한 개폐식 지붕을 계획하여 해상 크레인에 의한 T/R의 교체가 가능하도록 계획하였다.
- 자켓 형식은 4개의 main 말뚝에 의하여 지지되는 형식으로 상부에 작용하는 하중 및 천해역의 적용수심 등을 고려하여 직항식 자켓 구조형식을 적용하였다.
- 해상변전소의 운영 및 유지보수를 위하여 해수면에 boat landing 시설물을 계획하여 운영선박의 접안이 가능하도록 계획하였다.
- 해상풍력발전단지 및 육상변전소와의 전력 cable의 연결을 위한 J-tube를 계획하였다.

2.1.2 deck platform 높이 결정

- platform의 높이는 폭풍해일 및 설계파랑 최고 시에 대하여 충분한 air gap을 확보하여 변전소 운영에 지장이 없도록 계획하여야 한다.
- 적절한 간격(air gap)을 산정하기 위해서는 다음과 같은 인자들의 값과 불확실성을 고려하여 결정하여야 한다.
 - 파정고
 - 수심
 - 조위
 - 폭풍해일
 - 기후변화에 의한 평균해면 상승고
- platform의 높이 산정
- platform의 높이 (H_a)

표(7-4-2) 천단고 산정

구 분	H (m)	SACS analysis	형 상 도
crest position	24.60	wave theory ***** stream function wave height ***** 10.540 m water depth ***** 16.310 m wave period ***** 11.800 secs wave length ***** 172.317 m angle from X toward Y ** 0.000 degrees mud-line elevation ***** -8.500 m wave celerity ***** 14.603 m /sec max. no. seg/member **** 10 min. no. seg/member **** 1 stream function order ** 9 breaking wave height 12.274 m crest position determined by maximum moment starting crest position 0.000 m no. steps ***** 72 step size ***** 2.333 m crest water depth ***** 24.60 m trough water depth ***** 14.06 m	
water depth	- 8.5		
beam Height	+ 1.0		
air gap	+ (1.5+ α)		
천단고 (H_a)	18.60 + α		

- 해상변전소가 위치하는 지역에 천해파가 진행할 때 파랑이론은 stream function을 적용하여 최대파정고를 산정하고 상부 deck의 beam 높이와 air gap(여유고) 및 해양환경의 불확실성을 고려하여 cellar deck의 상단 높이를 DL(+)21.0m로 산정하였다.

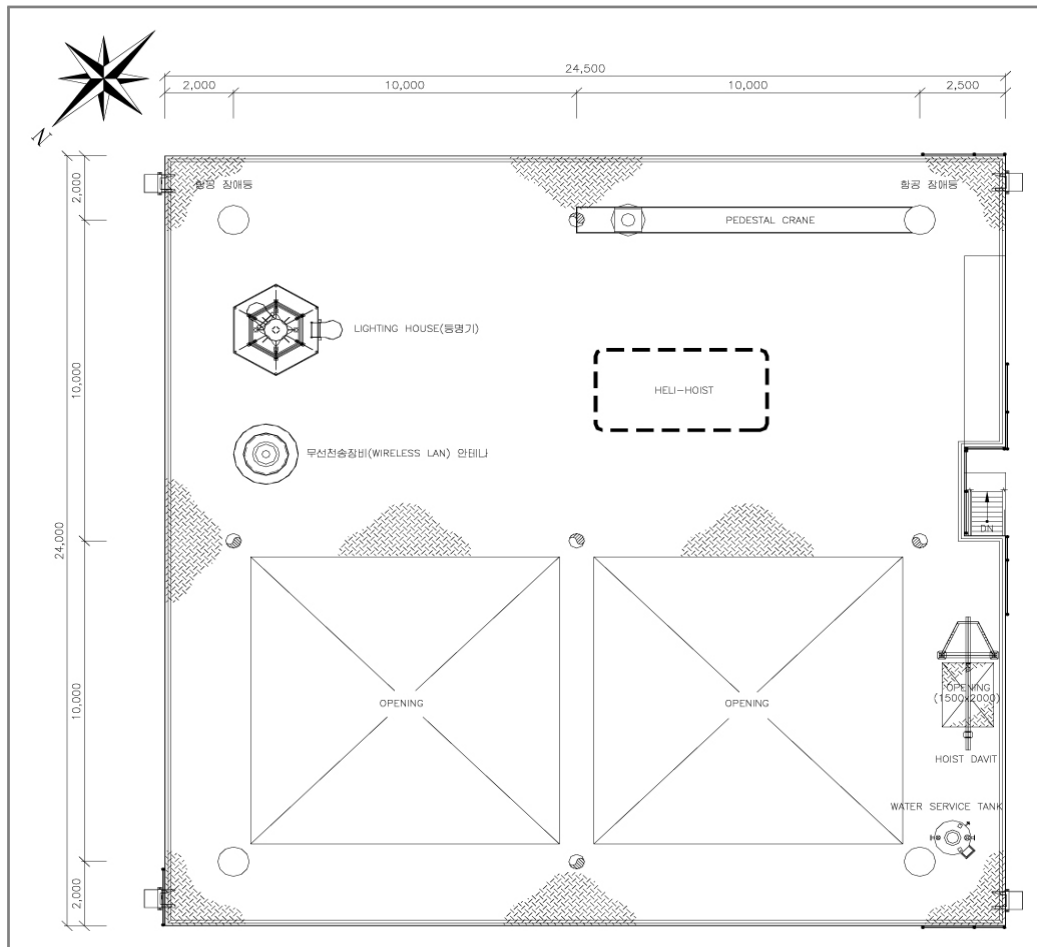
2.2 시설물 배치계획도

2.2.1 개요

- 해상변전소의 플랫폼은 3층으로 이루어져 있으며 상층 roof deck과 변압기, GIS 등이 설치되는 main deck, 상주인원의 편의시설, 발전실, 오펜수처리시설, 공기압축기, 화재진압 펌프 등이 설치되는 cellar deck, 그리고 선박의 승하선이 가능한 boat landing이 설치된다.

2.2.2 roof deck

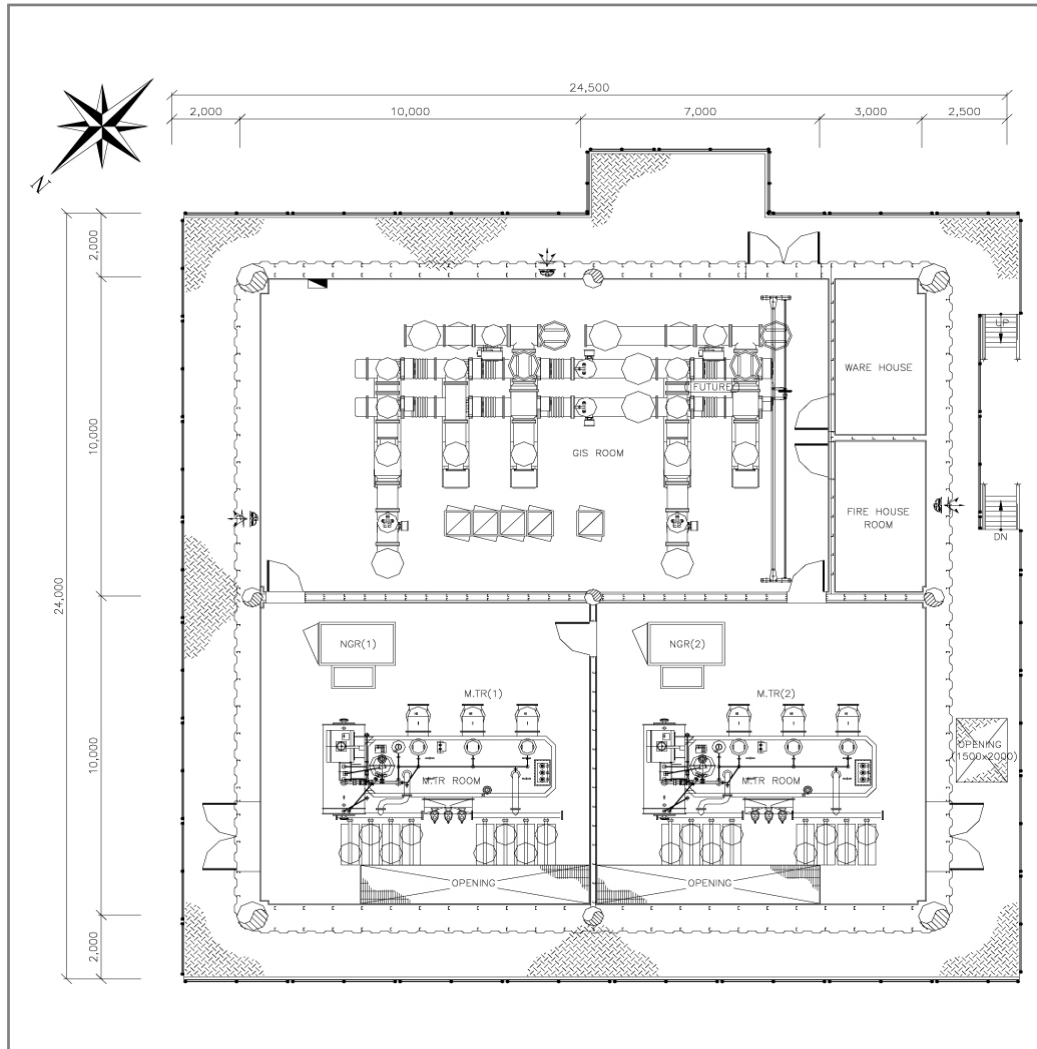
· roof deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-1) roof deck 평면배치계획도

2.2.3 main deck

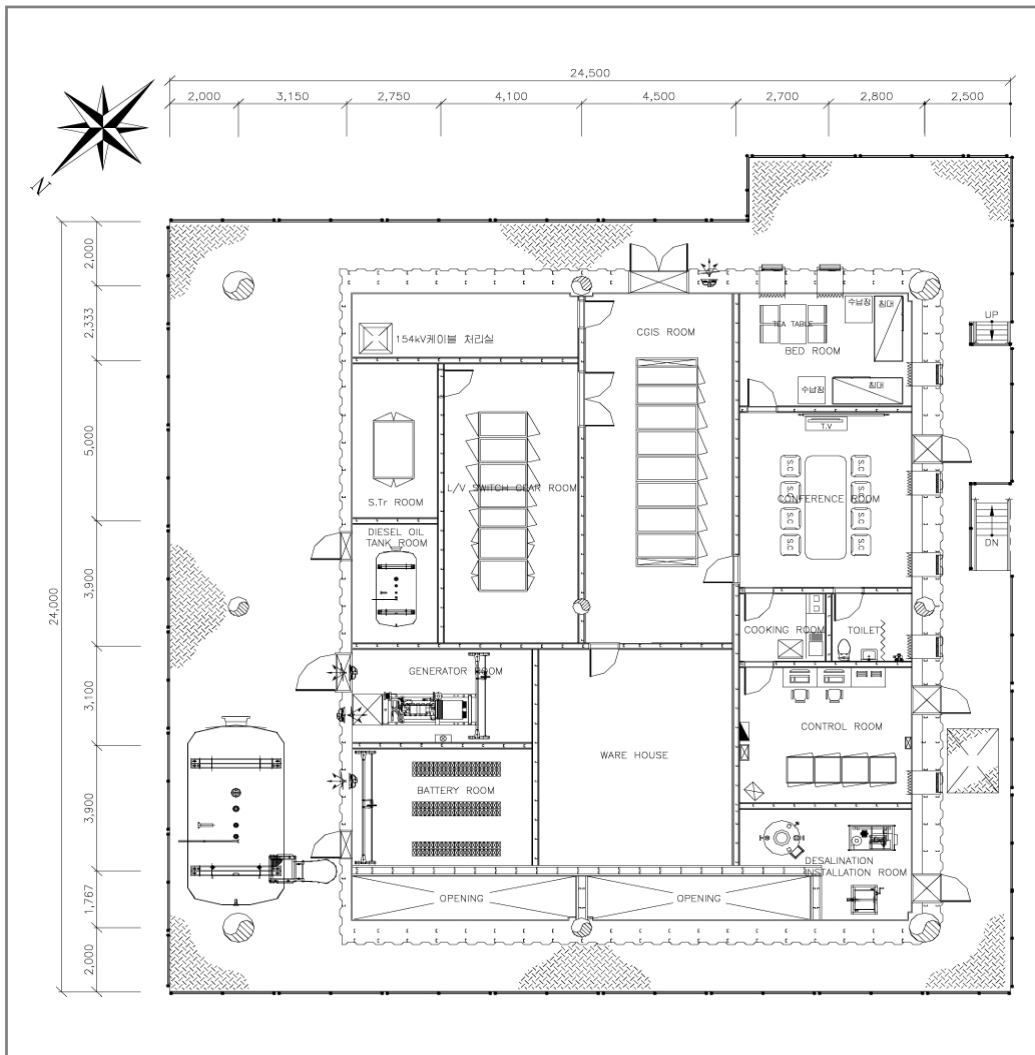
· main deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-2) main deck 평면배치계획도

2.2.4 cellar deck

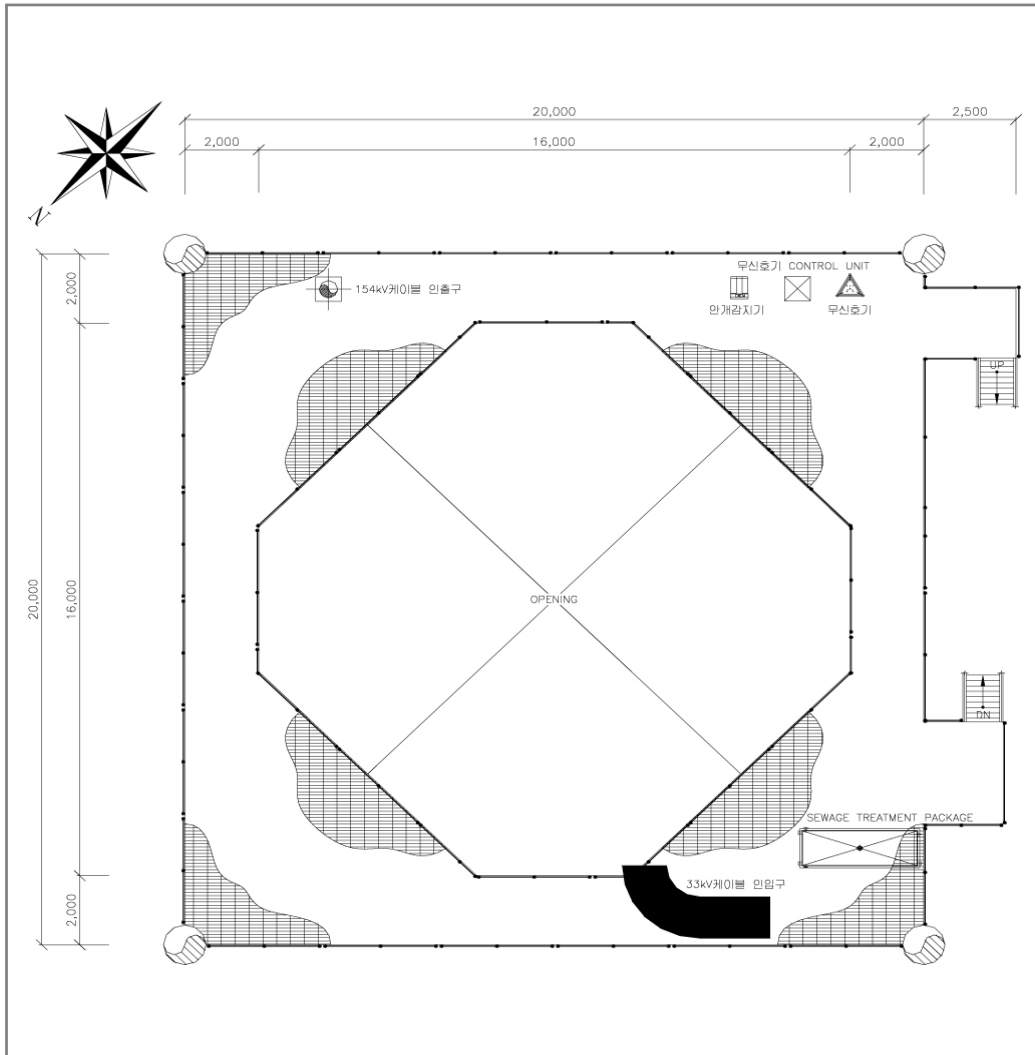
· cellar deck의 평면배치계획은 다음과 같다.



그림(7-4-3) cellar deck 평면배치계획도

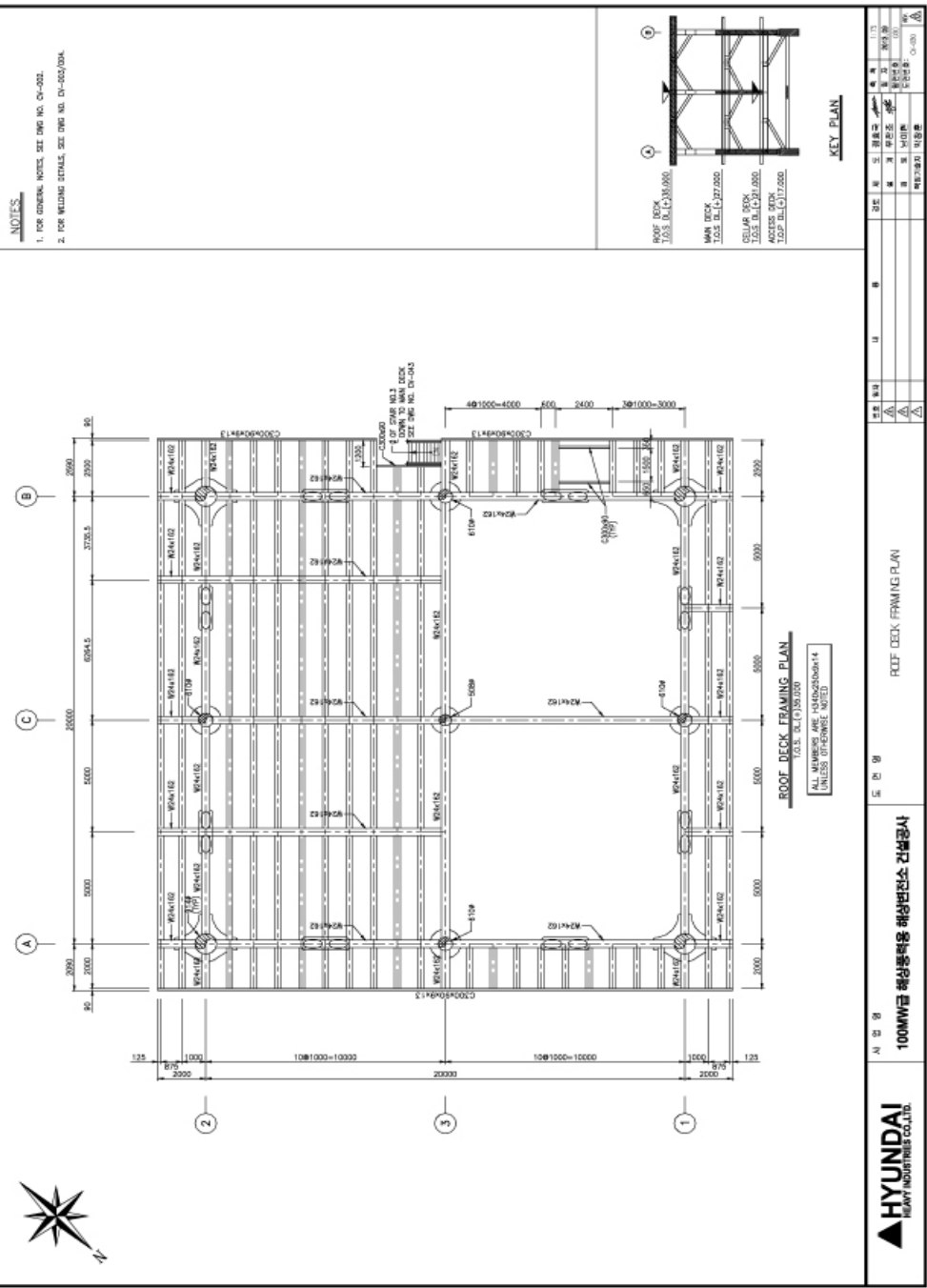
2.2.5 access platform deck

· access platform deck의 평면배치계획은 다음과 같다.

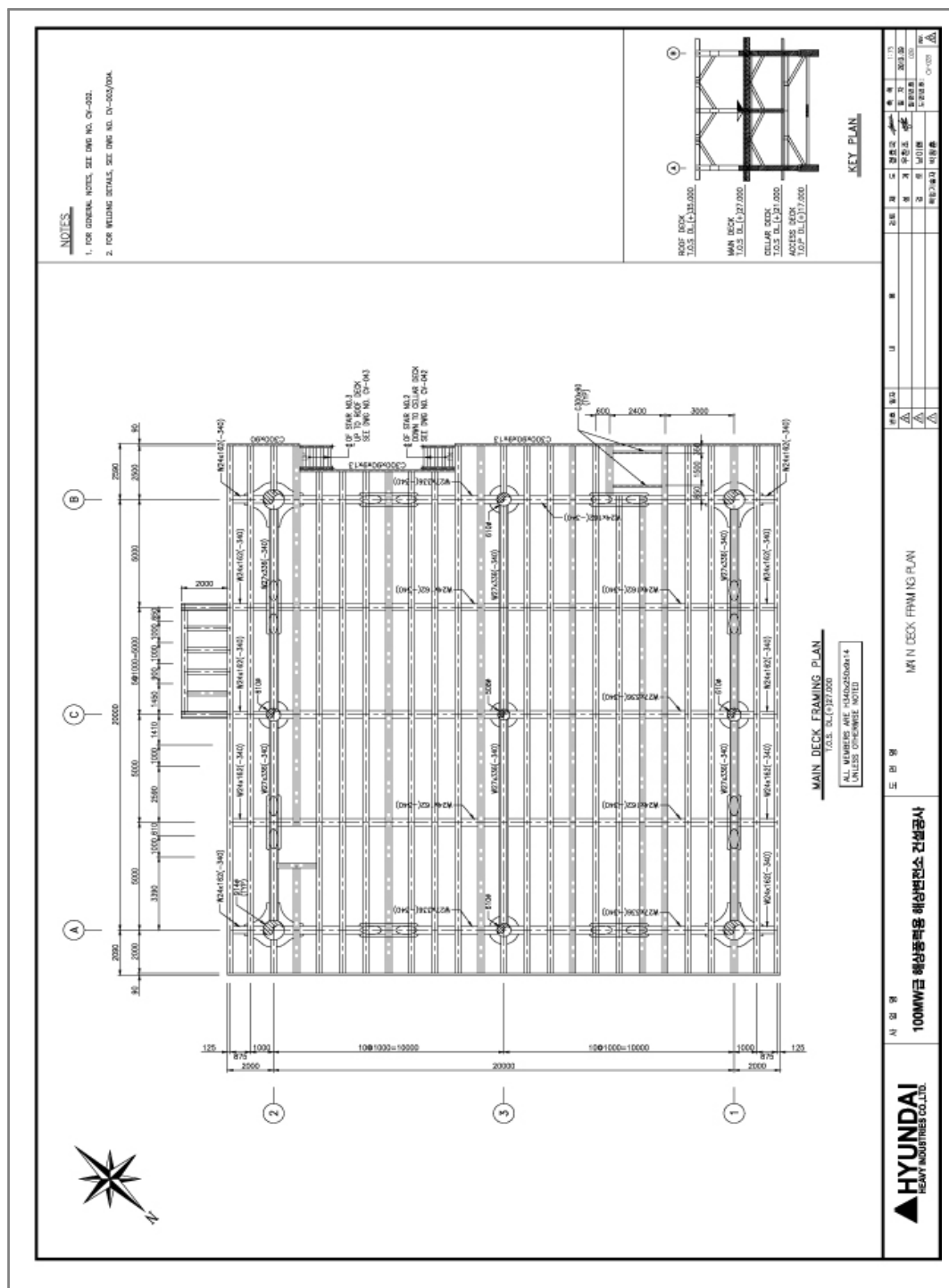


그림(7-4-4) access platform deck 평면배치계획도



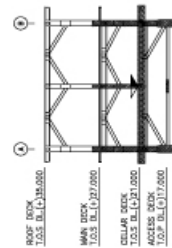


그림(7-4-6) roof deck plan





1. FOR GENERAL NOTES, SEE DWG NO. CY-002.
2. FOR WELDING DETAILS, SEE DWG NO. CY-003/TOTAL.



KEY PLAN

[illegible]

CELLAR DECK FRAMING PLAN

100MW급 해상풍력용 해상변전소 건설공사	조영영	조영영
-------------------------	-----	-----

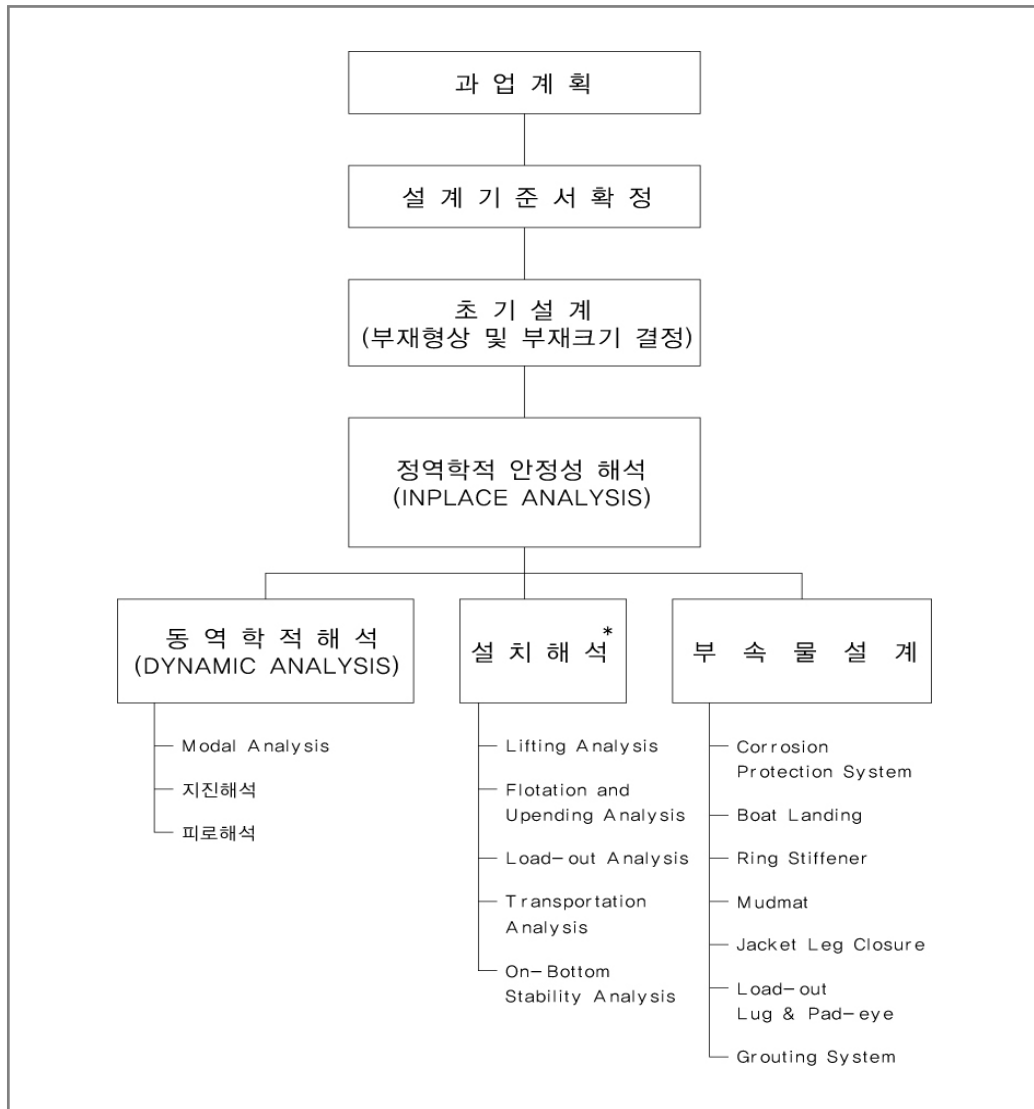


그림(7-4-8) cellar deck plan

3. 해상변전소 구조물 설계

3.1 설계 일반

- 고정식 해양구조물은 육상에서 제작되어 현장에 운송한 후 해상에서 제 위치에 거치하고 강관말뚝을 향타하여 자켓을 고정시킨 다음 상부 구조물은 derrick crane을 이용하여 설치하는 구조물이다.
- 자켓은 operational과 environmental loading 모두에 대하여 구조적으로 적합하여야 할뿐만 아니라, 제작 및 설치도 용이하도록 설계되어야 한다. 그러므로 일반적인 구조물과는 달리 자켓식 해양 구조물은 미적이나 건축학적인 사항보다는 구조물의 설치방법이 설계를 지배한다. 다시 말하면, 자켓은 설치과정에 적합한 구조형태를 가진 구조물이어야 한다는 것이다. 자켓식 해양 구조물의 설계과정에서 수행되는 해석에 대해서 간략히 기술하면 다음과 같다.
- 구조물 형상도와 상부구조의 배치도가 정해지면 operational loading 및 environmental loading을 가지고 정역학적 안정성 해석(in-place analysis)을 수행한다. 다음으로 load-out analysis, transportation analysis, lifting analysis, upending analysis 등을 통하여 운송 및 설치과정의 안전성과 이 때 발생하는 응력에 대한 검토를 수행한다. 통상적으로 이러한 운송 및 설치해석 과정에 의해, 초기 정역학적 안정성 해석에서 설계된 부재 변경이 요구됨에 따라 몇 번의 반복 작업이 필요하게 된다. 그 이유는 설치해석결과 응력 조건을 만족치 않는 부재에 대해서는 그 강성을 증가시키게 되는데, 그 방법으로 직경을 증가시킬 경우는 구조물에 미치는 파력(wave force)이 증가하는 결과를 낳고, 또 다른 방법으로 부재두께를 증가시키는 경우는 구조물의 부유(flotation)특성이 변화되는 결과가 발생되기 때문이다.
- 이 밖의 중요한 고려사항으로는 dynamic analysis가 있다. dynamic analysis가 중요한 변수로 작용하는 경우는 심해에 설치되는 자켓일 경우이거나 강한 지진이 발생하는 지역일 경우가 일반적이다. 심해에 있는 자켓은 상당히 세장(slender)하여서, 천해에서는 무시될 수 있는 파랑의 dynamic으로 인하여 응력 증폭이 발생할 수 있으며 이로 인한 큰 하중이 작용할 수 있다.
- 아래 그림은 자켓 설계의 설계 과정을 나타낸 것이다. 그림에서 보듯이 자켓은 설계기준서를 확정한 후 기본 설계에서 결정된 부재 형상과 부재 크기를 사용하여 정역학적 안정해석을 수행한 뒤 설치해석과 dynamic analysis를 수행하게 된다. 이러한 자켓 해석과 병행하여 자켓에 부착되는 여러 부속물의 설계도 함께 이루어진다.



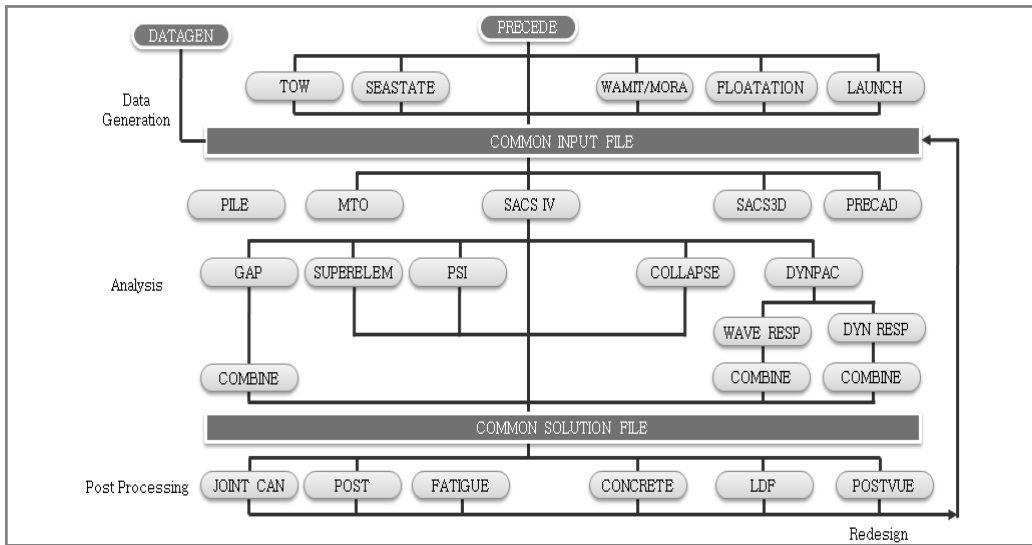
그림(7-4-10) structure design process

3.2 적용 설계기준

- 설계방법에 있어서는 LRFD 설계법이 세계적인 추세이며, 하중-계수 안전율의 결정을 발생확률에 기초한 구조신뢰성 이론에 의거하여 보정함으로써 보다 합리적인 설계가 가능하므로 LRFD 설계법을 적용하기로 한다. 현재 해양구조물 설계에 많은 설계에 적용되었고, 특히 불확실한 해양환경하중에 대하여 더욱 큰 하중증가계수를 적용하는 API RP 2A-LRFD를 본 과업의 main code로 적용하며, 부분적으로 DNV-LRFD code를 참고하기로 한다.

3.3 구조해석

- 자켓식 해상변전소 구조물의 구조해석은 말뚝(pile)과 구조물의 상호작용과 3차원적인 구조해석을 수행하기 위하여 EDI社가 개발한 해양구조물 전용 해석 프로그램인 SACS (structural analysis computer system)를 이용하였다. 특히, 자켓과 말뚝의 상호작용을 고려하기 위해서 현대중공업에서 제공한 지질 조사보고서를 기초로 하여 PSI(pile structure interaction) 모듈을 사용하였다.
- 정역학적 안전성 해석은 operating condition, extreme condition에 대하여 각각 수행하였으며, 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API-RP-2A LRFD에 따라 부재를 설계하였고 연결부의 천공 전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하였다. 그리고 말뚝의 응력 검토도 수행하였다.
- SACS 프로그램의 흐름도는 다음과 같다.



그림(7-4-11) SACS program flow chart

3.4 운영 하중

3.4.1 개요

- 구조물 설계 시 고려해야 할 하중은 사하중(dead load), 부력하중(buoyancy load), 기기하중(equipment load), 장비 및 케이블 하중, 진동하중(dynamic load) 및 환경하중(environmental load)인 wind, wave, current 및 지진하중(seismic load), 접안하중(berthing load)등이 있다.

3.4.2 사하중 (dead load)

- 구조해석용으로 모델링한 요소의 하중은 프로그램에 의하여 자동으로 계산하고, 기타 모델링하지 않은 요소(grating, handrail, 전기cable, ladder등)는 입력하중으로 재하 하였으며, 기타 보강재(minor stiffener)등을 감안하여 하중조합에서 자켓은 사하중의 5%, deck는 사하중의 10%를 증가시킨다.

3.4.3 부력하중 (buoyancy load)

- 물에 잠겨있는 모든 부재는 부력을 받으며 부력의 계산도 구조해석 프로그램에 의하여 자동으로 계산되며, 이때 해수의 밀도는 10.1kN/m³이다.

3.4.4 장비하중 (equipment load)

- 장비 및 전기케이블 하중은 각종 support 및 부속물의 하중이 포함되며 장비 및 기기조건에 따라 설치 시 하중, 작동 시 하중, 테스트 시 하중으로 구분된다.

3.4.5 활하중 (live load)

- 상부 deck 바닥에 작용되는 활하중은 운영 및 유지보수 시 접근되는 grating 및 checker -ed plate 지역에 적용하였다.

표(7-4-3) live load

항 목	활하중 (kN/m ²)	
	전체적인 설계	국부적인 설계
grating & checkered 지역	5.0	5.0

3.4.6 UDL (uniform design load)

- 상부 deck 바닥 중 기계 및 배관이 놓이는 곳과 loading/unloading 지역에 국부적인 장비하중을 배제하고 전체적인 uniform design load를 적용하여 안정성을 검토하였다.

표(7-4-4) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m ²)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
granting 및 checkered plate	5.0	

3.4.7 충격 하중

- 과업 인근 지역을 통행하는 선박이 조류에 의하여 표류되어 충격을 가할 경우, 구조물의 안정성 확보 여부를 검토하기 위하여 인근 어항을 통행하는 최대 선박을 조사하여 충격력을 산정하였다.

표(7-4-5) 최대선박 및 충격력

선 중	톤수 (GT)	충격력 (kN)	비 고
어 선	20.0	625.74	케이블 강교량 설계지침, 2006, p125

3.5 환경 하중 (environmental load)

3.5.1 개요

- 해양변전소는 가장 불리한 환경하중 조합에 안전하도록 설계되어야 한다.
- 해양 환경하중의 계산은 SACS(structural analysis computer system) 프로그램의 여러 단위모듈 중에서 SEASTATE(환경하중 계산모듈)와 SACS IV(matrix solver 및 설계모듈)를 이용하였다.

3.5.2 설계조위

- 해양변전소 지지구조물의 설계조위는 설치지점의 급회 관측한 약최고고조위(app. H.H.W) DL(+)6.648m 와 50년 빈도의 폭풍해일고(storm surge) 0.86m, 지구온난화에 의한 평균해수면 30년 상승치 0.3m를 합한 값으로 설계조위DL(+)7.80m로 적용하였다.

3.5.3 풍속(wind velocity)

- 설계풍속은 구조물이 설치될 장소로부터 측정된 풍속 통계자료에 의하여 결정되어야 하며 본 지역의 해모수 관측기지에서 관측된 바람자료의 재현주기 1년, 50년의 높이별 평균풍속을 해수면 10m에 대한 풍속으로 환산하여 적용하였다 (자료 : 서남해 2.5GW 해상풍력 실증단지 예비 설계근거 보고서,)
- 국내·외의 해상구조물에 대한 바람의 지속시간에 대한 적용은 다음과 같다.
- 3 sec gust wind : maximum wind load for individual member design
- 1 minute sustained wind : deck superstructure design
- 1 hour sustained wind : jacket substructure design

표(7-4-6) 해상변전소 설계풍속

구 조 물	설 계 조 건	풍속 평균시간	실측 10분 평균 풍속
jacket 구조물 global analysis	1년 재현주기(평시운전조건)	1 시간	20.60 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		29.58 m/s
deck 구조물 global analysis	1년 재현주기(평시운전조건)	1 분	24.51 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		36.35 m/s
local analysis (국부부재 해석)	1년 재현주기(평시운전조건)	3 초	27.37 m/s
	50년 재현주기(극한조건)		41.30 m/s

3.5.4 조류(current)

- 설계조류속은 해상변전소위치에서 관측한 최대조류속 0.870m/s와 바람에 의한 유속0.296m/s를 합한 해수면 유속 1.116m/s로 결정하였고 수심에 따른 조류속은 아래와 같다.

표(7-4-7) 설계 조류속

수 심 (m)	V _{tide} (m/s)	V _{wind} (m/s)	설계조류속 (m/s)
(±)0.00	0.870	0.296	1.166
(-)4.00	0.833	0.283	1.116
(-)8.00	0.786	0.267	1.053
(-)12.00	0.712	0.242	0.954
(-)16.30 (해저면)	0.000	0.000	0.000

※ 수심은 H.A.T 기준

3.5.5 설계파랑(design wave)

- 금회 해상변전소 설계 시에는 설치지점의 해저 지형조건을 고려한 천해역 파랑변형 수치해석에서 추정된 천해파랑 결과를 구조물 설계과고로 적용하였다.

표(7-4-8) 설계파고 결정

구 분	1 년		50 년		100 년	
	H _s	T _s	H _s	T _s	H _s	T _s
파랑변형 수치해석 결과	3.37m	10.60s	5.27m	11.80s	5.66m	11.80m
비 고	구조물 설계 적용		구조물 설계 적용		구조물 파고 민감도 해석	

(1) 구조물 설계파랑결정

- 구조물 설계에 적용될 최대 설계파랑은 항만 및 어항 설계기준(2005)에서 제시한 재현빈도 1년, 50년, 100년에 대하여 H1= 2.0HS,1, H50=2.0HS,50, H50=2.0HS,50을 적용하였다.

표(7-4-9) 설계파고 및 주기

구 분	설계 유의파제원		구조물 설계파제원		비 고
	H _s	T _s	H _p	T _p	
1년 (평시조건)	3.37m	10.60s	6.74m	10.60s	
50년 (극한조건)	5.27m	11.80s	10.54m	11.80s	
100년 (극한조건)	5.66m	11.80s	11.32m	11.80s	파고 민감도 분석

(2) 파랑의 운동방정식 적용계수

- API RP 2A에서 wave kinematic factor에 대하여 tropical storms일 경우 0.85 ~ 0.95, extra tropical storms일 경우 0.95~1.00으로 규정하고 있다. 본 과업에서는 보수적으로 wave kinematic factor를 1.0을 사용한다.

(3) 설계파 이론

- 본 해양구조물은 API RP 2A에서 추천한 파 이론을 산정에 의하여 stream function 파 이론을 적용하여 파력을 산정한다.

3.6 하중 조합

- 해양변전소 구조물의 설계에 적용될 하중조합은 지지구조물에 가장 큰 지지력을 발생하고 또한 부재의 최대응력비를 검토하기 위하여, 자중에 의한 운영 시 조합, 운영시의 환경하중 조합, 극한 환경하중 조합 및 말뚝의 tension 하중 조합 등에 대하여 API RP 2A-LRFD 기준에 의하여 다음과 같은 하중증가계수를 적용한다.

표(7-4-10) 하중조합

설 계 조 건	D1	D2	L1	L2	Wo	We
factored gravity loads	1.3	1.3	1.5	1.5	-	-
operating wind wave & current load	1.3	1.3	1.5	1.5	1.2	-
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions are additive	1.1	1.1	1.1	-	-	1.35
extreme conditions when the actions effects due to permanent and variable actions oppose	0.9	0.9	0.8	-	-	1.35

주) D1 : self weight of the structure.

D2 : the load imposed on the platform by weight of equipment and other objects.

L1 : live load including the weight of consumable supplies and fluids in pipes and tanks.

L2 : the short duration force exerted on the structure from operations.

Wo : the owner defined operating wind wave and current load.

We : the force applied to the structure due to the combined action of the extreme wave (Typically 50-yr return period)and associated current and wind.

4. 정역학적 안정성 해석 (in-place analysis)

4.1 자켓구조물 설계

4.1.1 개요

- 정역학적 안전성 해석이란 해양구조물이 설치되어 운영되고 있는 상태에서 operating condition 및 extreme condition에서 자켓구조물의 안전성을 검토하는 해석이다. 따라서 자켓뿐만 아니라 상부구조와 말뚝 등이 함께 해석되어야 하며 SACS 프로그램을 이용하여 자켓, 데크 그리고 말뚝의 해석이 동시에 이루어진다. 해양구조물이 대형이어서 부재의 절점이나 부재수가 컴퓨터 프로그램의 한계를 넘어가는 경우나 그 밖의 특수한 경우에는 분리하여 해석하는 방법도 있지만 이때에도 데크 전체의 강성과 하중 그리고 말뚝과 흙의 특성을 반드시 고려하여 자켓을 해석하여야 한다.
- 정역학적 안전성해석은 해양구조물 설계 시 가장 먼저 수행되는 해석으로 여기서 선정된 구조물 형상도를 가지고 다음 과정의 해석, 즉 피로해석과 지진해석과 같은 동역학적해석(dynamic analysis), 운송해석(transportation analysis) 그리고 설치해석(installation analysis) 등이 이루어지게 된다. 정역학적 안전성 해석을 수행하는 과정을 정리하면 다음과 같다.

(1) 기본설계

- 설계기본자료 검토
- 구조물 형상도 결정
- 부재크기 결정

(2) 구조물 형상도 작성(structural modelling)

- 기본설계로 결정된 형상도 및 부재의 크기를 사용하는 컴퓨터 프로그램의 입력 자료에 삽입한다.

(3) 환경하중 계산

- 파력, 풍력, 조류력
- 자켓 사하중 및 부력
- 상부구조하중
- 하중조합

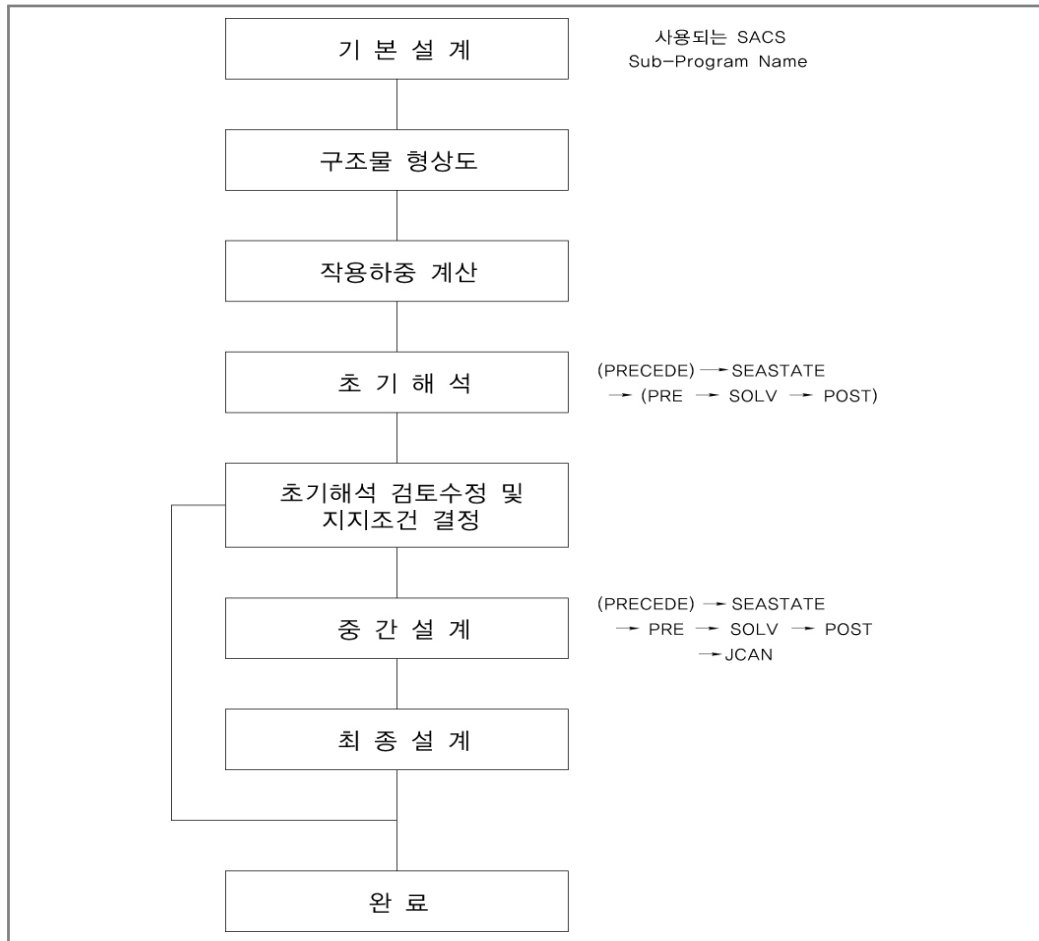
(4) 초기해석

- 프로그램의 그리기(plotting)기능을 이용하여 자켓 geometry의 coding error를 검토한다.
- coding error를 완전히 수정한 뒤 일반하중 및 해양환경 하중을 구하는 프로그램(SACS의 SEASTATE 모듈)을 이용하여 해저지반(mud-line)에서의 수직하중, 수평하중, 그리고 전도 모멘트를 구한다.

(5) 초기설계에 대한 검토 및 말뚝-흙의 지지조건

- 초기해석을 수행하여 leg batter, 주 말뚝 및 보조 말뚝의 직경과 두께 등 초기 해석 시 결정된 사항들이 적절 한가를 검토하고 수정한다.
- 흙과 말뚝의 특성을 대표하는 등가의(equivalent) 스프링(spring)을 구하기 위한 작업은 지반의 P-Y data, T-Z data, 그리고 말뚝의 크기를 직접 입력함으로써 PSI 모듈에서 자동으로 이루어진다.

- (6) 중간설계
- 모든 하중조건을 해석
 - 각 부재의 응력 계산
 - 각 부재의 unity check 수행
- (7) 최종설계
- 설계가 만족스러운 단계가 될 때까지 앞 과정을 반복 수행한다. 다음은 지금까지 기술한 내용을 흐름도로 표현한 것이다.



그림(7-4-12) flow chart for in-place analysis

4.1.2 구조물 형상

- 구조물의 강성도 매트릭스와 힘의 매트릭스를 형성하기 위하여 부재의 강성도와 절점을 나타내는 구조물의 형상도를 작성하였다.
- 해상변전소의 구조물 형상도는 아래와 같다.

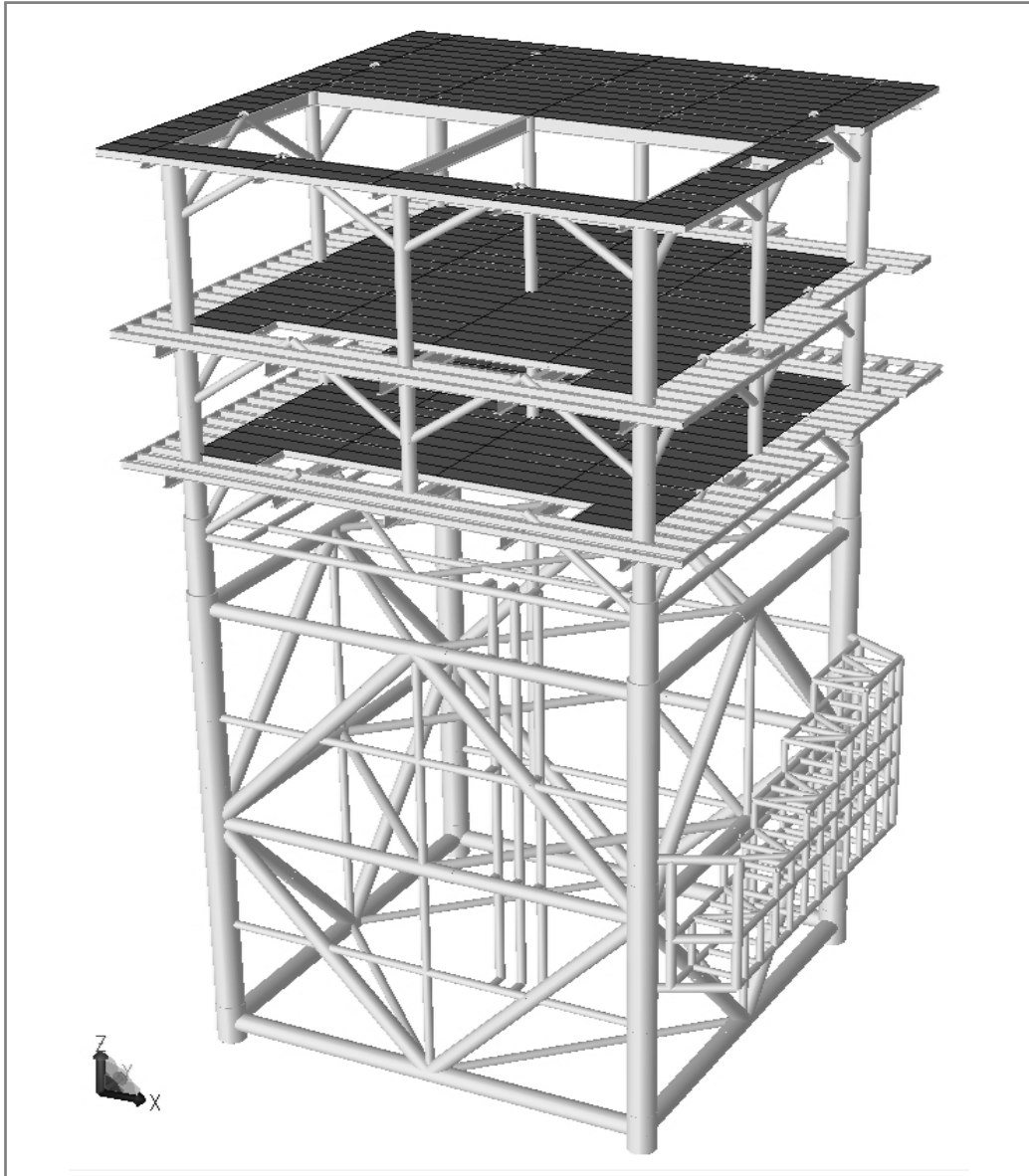


그림 (7-4-13) 구조물 형상도

4.1.3 PSI (pile-structure interaction)

(1) 개 념

- SACS 프로그램의 PSI (pile structure interaction) 모듈은 정적인 하중 아래에 있는 구조물을 지지하는 말뚝(Pile)의 거동을 해석하는데 사용한다. PSI는 말뚝의 수직축과 수평축의 변위와 지반의 비선형 거동을 모두 고려한다. 상부구조물의 탄성거동과 하부 기초의 비선형 거동의 상호작용을 해석하기 위하여 반복해석을 통해 수렴된 결과를 찾는다.
- PSI 해석에 사용하는 지반 데이터는 '지반조사 보고서'에 따라서 말뚝의 수직 및 수평 변위 데이터('T-Z', 'Q-Z', & 'P-Y')를 사용하였다.
- 지반조사 보고서에 근거하여 해저면(mud-line)으로부터 말뚝 지름의 약 1.5배 아래의 깊이까지의 쇄굴 깊이(scouring depth)를 고려하였다. 이 쇄굴 깊이에서는 수직 및 수평의 지반 반력이 없다고 가정함으로써 안전 측으로 PSI를 해석하였다.

(2) PSI 해석

- 고정식 해양 구조물의 해석상 중요한 특성중의 하나는 해저면을 기준으로 상부 자켓의 선형거동과 하부 Pile의 비선형적 거동이 해저면에서 일치 되도록 구속조건을 부여하여, 구조해석을 해야 함을 들 수 있다. 이와 같이 상부 구조물과 하부 Pile의 거동을 상호 연관시켜 수행하는 전체적인 구조해석을 PSI (pile structure interaction) 해석이라고 한다.
- 컴퓨터를 이용한 PSI 해석에서는 해저면이라는 경계면에서 자켓(선형 부분)의 하단과 pile(비선형 부분)의 상단의 힘과 변위가 같아지는 평형상태를 reduced stiffness matrix 와 reduced force matrix에 의하여 구하게 된다. 이 평형 변위를 다른 설계하중과 함께 자켓에 작용시켜 자켓 구조해석이 수행된다. 또한 실제 흙의 강성도(stiffness)를 그대로 모델링한 Pile-Soil 해석 모델에 평형 변위를 적용시켜 pile에 대한 해석도 동시에 수행하는 과정을 밟는다.

4.1.4 일반 하중

(1) SACS에 의해 계산된 구조물의 사하중

- 모델링된 구조물의 사하중과 부력은 SACS 프로그램의 SEASTATE 모듈(module)을 통하여 계산되며 용접물질 및 기타 보강재 등을 감안하여 자켓에 대하여서는 5%의 사하중을 증가시키고, 데크에 대해서는 10%의 사하중을 증가시켰다.
- 증가되는 하중은 SACS프로그램의 GRUP 카드에서 재료의 밀도를 증가시켜서 고려하므로 하중조합(load combination)에서는 100%의 사하중으로 입력하였다. 증가하여 입력한 강제 중량과 SACS의 SEASTATE모듈을 통하여 생성된 구조물의 사하중은 아래와 같다.
 - 자켓 부재 : $1.05 \times 78.5 \text{ kN/m}^3$ (강재의 중량) = 82.43 kN/m^3
 - 데크 부재 : $1.10 \times 78.5 \text{ kN/m}^3$ (강재의 중량) = 86.35 kN/m^3
 - 컴퓨터에 의해 계산된 전체 하중 (대기중) = $13,558.57 \text{ kN}$
 - 부력 = $4,803.76 \text{ kN}$
 - 실제 수직 하중 = $8,754.81 \text{ kN}$

(2) 구조물의 부속물 하중

- 구조물의 모델링에 포함되지 않은 부속물은 하중으로 입력하였으며, anode, stair, ladder, crane, boat-landing 하중 등이 부속물 하중으로 고려된다. 입력된 부속물의 총 하중은 다음과 같다.

표(7-4-11) 구조물의 부속물 하중

구 분	작용 하중 (kN)	비 고
anode 하중	33.9	
grating 하중	281.8	
handrail 하중	154.7	
stair 하중	65.4	
padeye 하중	20.0	
mudmat 하중	189.6	
총 부속물 하중	745.4	

(3) 건축물 사하중

- 건축물 하중은 안쪽에 있는 일반적인 시설을 포함한 건물 내부 하중과 건물 외부 경계를 따라서 벽체하중을 적용하였다.

표(7-4-12) 건축물 사하중

구 분	작용 하중 (kN)	비 고
벽 체 하 중	roof deck	30.0
	main deck	280.0
	cellar deck	175.0
건물 내부 하중	main deck	399.6
	cellar deck	300.0
총 건축물 사하중	1,184.6	

(4) 기기·장비 하중

- 상부 deck에 설치되는 장비하중에는 main T/R, GIS 및 Panel 하중 등이 있다. 본 기본설계에 적용되는 상부구조물에 설치되는 각종 기기들의 list는 다음과 같으며 세부적으로 추가되는 기기들의 대한 사항은 실시설계 시 추후 반영한다.
- 또한, 기기 하중에 대한 정확한 데이터가 충분치 않으므로 기 수행된 자료를 바탕으로 보수적인 값을 적용한다.

표(7-4-13) 기기장비 하중

구 분		적용하중 (kN)
roof deck	lighting house	34.3
	rain water service tank	11.8
	pedestal crane	245.3
	hoist davit	1.5
main deck	main transformer (2기)	1,962.0
	main T.R NGR panel	39.2
	170 kV GIS	392.4
	overhead crane	196.2
cellar deck	CGIS panel	117.7
	low voltage panel	142.3
	diesel generator	21.6
	diesel tank	19.6
	Insulating Oil Tank	49.1
	soft ware set	39.2
	battery set	29.4
	overhead crane	48.5
access deck	sewage treatment package	19.6
jacket	154 kV cable	32.6
	33 kV cable	25.8
총 기기·장비 하중		3,289.9

(5) 활하중

- 해상변전소 운영 및 유지보수 시 접근하는 grating 및 checkered plate 지역에 활하중을 적용하였다.

표(7-4-14) live load

구 분	작용하중 (kN/m ²)	비 고
활하중	5.0	

(6) UDL (uniform design load)

- 국부적인 장비하중을 배제하고 장비가 배치되는 전 지역에 걸쳐 uniform design load를 적용하여 안정성 검토를 수행하였다.

표(7-4-15) uniform design load

구 분	작용하중 (kN/m ²)	비 고
프로세스 및 기기 모듈	12.5	
grating 및 checkered plate	5.0	

(7) 충격 하중

- 과업 인근 지역을 통항하는 선박이 조류에 의하여 표류되어 충격을 가할 경우, 구조물의 안정성 확보 여부를 검토하기 위하여 인근 어항을 통항하는 최대 선박을 조사하여 충격력을 산정하였다.

표(7-4-16) 최대선박 제원

선 종	톤수 (GT)	표 준 선 형 (m)					
		길 이	폭	선 심	전 장	전 폭	만재흘수
어 선	20.0	16.3	4.1	1.9	18.5	3.9	1.5

표(7-4-17) 충격 하중

구 분	충격 하중	접안속도	비 고
20 톤 어선	625.74 kN	1.166 m/s	케이블 강교량 설계지침 (2006, p125)

주) 항만 및 어항 설계기준(2005, p21)을 참조하여 어선의 표준 체원을 적용

주) 충격하중 산정을 위한 접안속도는 해수면에서의 설계조류속을 적용

4.1.5 환경 하중 (environmental load)

- 해양 환경(ocean environment)은 물이라는 상당히 독특한 물질로 이루어진 환경으로써 물의 일반적 성질이 대규모로 집합적 의미를 띠고 나타나는 특성이 있다. 따라서 해양은 언뜻 보기에 정적인 모습을 지니고 있으나 약간만 더 관찰하면 쉴 새 없이 움직이며 변화하는 큰 동적 체계임을 쉽게 인지할 수 있다. 인류가 일찍부터 경험해온 여러 육상 환경이나 최근에 알게 된 우주환경에 비하면 이 해양 환경은 훨씬 강하고 접근하기 어려운 많은 제약조건을 지니고 있으며 이를 극복하기 위해선 해양환경에 대한 정확한 평가와 예측이 필수적이라 아니할 수 없다. 해양에 어떤 구조물을 설치하는데 있어서 만약 이 외부 환경 조건(environmental condition)을 과대 또는 과소평가한다면 이는 구조설계(structural design)상 안전성(safety), 안정성(stability), 경제성(economics) 등의 문제를 야기하게 된다. 다시 말해서 설계자는 그 구조물이 지지하고 있는 어떤 특정한 기능을 일정 기간 가장 좋은 효율로 유지시키기 위해 구조물이 적어도 그 기간 여러 환경조건 아래서 어느 정도의 견고성을 지니게끔 적정설계(optimum design)를 해야 한다는 것이다. 이와 같이 외부 환경 조건은 해양 구조물(offshore structure)을 설계하는데 있어서 가장 크고 중요한 요소로 작용하기 때문에 이러한 외부하중 자료(environmental loading data)를 관찰, 수집하고 이를 발전시켜 구조설계에 유용한 자료로 만드는 일은 상당히 중요하다 하겠다.

(1) 파력

- 설계해역에서의 파랑 데이터나 기타 가용한 기상 데이터에 의해서 설계 파고 및 주기를 결정 한 후 해당 해역의 특성에 부합되는 파이론(airy wave, stokes wave, stream function 등)을 적용 하여 fluid particle kinematics(orbital motion)에 의해 유체 입자의 속도 및 가속도를 결정한 후 wave force equation에 따라 파력을 계산하게 된다.
- 해상변전소 설계에 사용하는 파랑의 운동특성은 stream function을 이용하였다. 재현빈도 50년 extreme condition의 설계파는 11.80초의 주기와 5.27m의 유의파고를 지니며, 1년 빈도의 operating condition의 설계파는 10.60초의 주기와 3.37m의 유의파고를 지닌다. 또한 민감도 해석을 위한 재현빈도 100년 빈도의 유의파고와 주기는 5.66m와 11.80초이다.

- 항력(C_d)과 관성력(C_m)계수는 reynolds number와 API-RP-2A에서 추천한 값을 비교하여 부드러운 표면(smooth surface)에 대해서는 0.65 와 1.6을 사용하였으며, 거친 표면(rough surface)에 대해서는 1.05와 1.2를 사용하였다. 구조물에 미치는 파력을 산정하기 위해서 모리슨 방정식(Morison's equation)을 이용하였다.
- 또한 모델링(modeling)되지 않은 자켓 부속물(jacket appurtenances)에 미치는 파랑과 조류의 영향을 고려하기 위해서 항력면적(drag area)과 부피(volume)를 SACS 프로그램의 AREA 카드(card)에 입력하였다.
- 수평과 직각방향에서 지배적인 최대 전단력과 대각선 방향에서 지배적인 최대 모멘트력을 산정하기 위하여서는 파랑을 한 파장 이상으로 계속 시뮬레이션 하여야 한다. 따라서 구조물에서 전체 360°에 대하여 5°간격으로 파봉(crest)을 달리하여 파력을 산정하였고 최대 전단력과 모멘트를 산정하였다.

(2) 조류력

- 조류의 분류는 major ocean surface current, turbidity current, littoral current 및 tidal current 등 많은 분류가 있으며, 이들의 조합으로써 조류의 설계속도를 구해야 하는데 실측 자료가 없는 경우에는 DNV의 추천 방식에 따라 계산하기도 하는데, 이 방식으로 구하는 설계조류속은 $V(z) = V_{\text{tide}}(Z) + V_{\text{wind}}(z)$ 로 표현되는 조류속과 풍속의 단순한 벡터(Vector)합성이다.

(3) 풍하중

- 풍력은 API-RP-2A에 따라 산정하며, 모델링된 구조부재에 대해서는 SACS프로그램의 SEASTATE 모듈을 이용하여 자동적으로 계산하였다.
- 모델링되지 않은 면적에 대해서는 계산하여 직접 입력하였다.
- roof에 있는 장비들의 면적에 대해서도 보수적으로 고려하였으며 설치되는 장비에 대해서는 적절히 가정된 크기의 부재들로 입력하여, 이러한 것들에 의해 발생되어지는 풍하중을 고려하였다.

(4) 해양수서생물

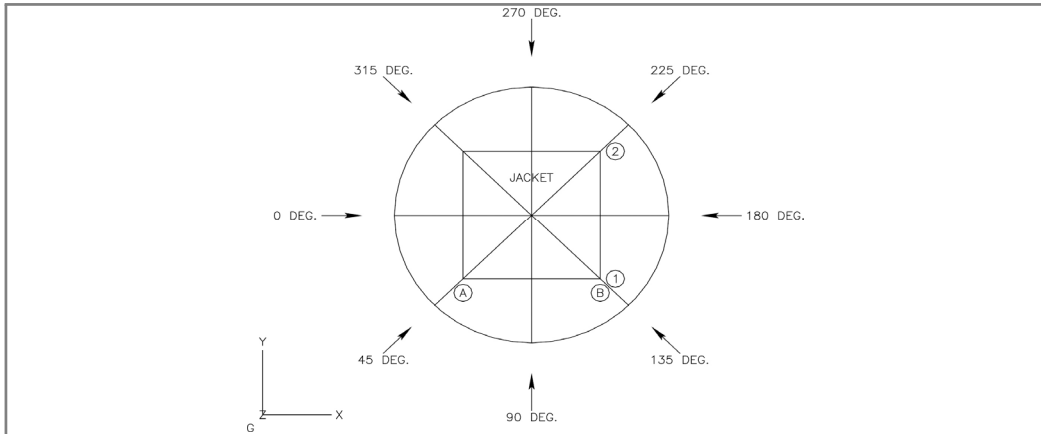
- 구조 부재에 부착된 해양수서생물에 의한 파력과 조류력의 증가를 고려하기 위하여 해저면(sea bed)에서부터 수면까지 강관부재의 바깥지름에 해양수서생물 부착두께를 증가시킨다. 부착생물의 단위중량에 대한 정확한 데이터가 없으므로 NORSOK N-003에 따라 13.0kN/m^3 를 적용한다. 해양수서생물의 부착두께와 적용범위는 다음과 같다.

표(7-4-18) 해양수서생물 부착두께 및 적용범위

item	from elevation (m)	to elevation (m)	marine growth thickness (mm)
marine growth profile	H.W.O.S.T.(+)6.04 ≒ DL.(+)6.10	mud-line DL.(-)8.50	100

(5) 파랑과 바람의 방향

- 설계하중 조건에 기술된 파랑과 바람의 방향은 8 방향에 대하여 수행하였으며, 모든 방향에 대하여 같은 크기의 최대 파랑과 최대 풍속을 적용하였다. 적용된 방향각은 그림(7-4-14)와 같이 X축에서 시계 반대 방향으로 적용한 것이다.



그림(7-4-14) 환경하중 적용 방향

4.1.6 기본 하중 조건

- 자켓의 설계 시에 적용된 기본 하중들은 다음과 같이 22가지의 조건을 사용하였다. 이 기본 하중들을 다시 조합하여 operating condition과 extreme condition을 만들어 구조물에 적용하였다.

표(7-4-19) 기본 하중 조건

NO.	내 용	비 고
LC#1	구조물의 사하중	
LC#2	구조물의 부속물 사하중	
LC#3	건물의 사하중	
LC#4	장비 하중	
LC#5	활하중	
LC#6	uniform design load	
LC#7~LC#10	impact load : 0°, 90°, 180°, 270°	accidental case
LC#11~LC#18	환경하중 (operating condition, 1yr) : 0° ~ 315°	structural analysis
LC#21~LC#28	환경하중 (extreme condition, 50yr) : 0° ~ 315°	structural analysis
LC#31~LC#38	환경하중 (extreme condition, 100yr) : 0° ~ 315°	sensitive analysis

4.1.7 하중 조합

·정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합은 API RP 2A LRFD를 따른다.

표(7-4-20) 하중 조합

load combination		load case'																											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	21	22	23	24	25	26	27	28		
gravity condition	#101	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5																							
	#102	1.3	1.3	1.3			1.5																						
operating condition	#201	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5						1.2																	
	#202	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5						1.2																	
	#203	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5							1.2																
	#204	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5								1.2															
	#205	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5									1.2														
	#206	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5										1.2													
	#207	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5											1.2												
	#208	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5												1.2											
	#211	1.3	1.3	1.3			1.5					1.2																	
	#212	1.3	1.3	1.3			1.5					1.2																	
	#213	1.3	1.3	1.3			1.5						1.2																
	#214	1.3	1.3	1.3			1.5							1.2															
	#215	1.3	1.3	1.3			1.5								1.2														
	#216	1.3	1.3	1.3			1.5									1.2													
	#217	1.3	1.3	1.3			1.5										1.2												
	#218	1.3	1.3	1.3			1.5											1.2											
extreme condition	#301	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35									
	#302	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35								
	#303	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35							
	#304	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35						
	#305	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																		1.35					
	#306	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																			1.35				
	#307	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																				1.35			
	#308	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																					1.35		
	#311	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35									
	#312	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35								
	#313	1.1	1.1	1.1			1.1															1.35							
	#314	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35						
	#315	1.1	1.1	1.1			1.1																	1.35					
	#316	1.1	1.1	1.1			1.1																		1.35				
	#317	1.1	1.1	1.1			1.1																			1.35			
	#318	1.1	1.1	1.1			1.1																				1.35		
extreme oppose condition	#401	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8														1.35									
	#402	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8															1.35								
	#403	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																1.35							
	#404	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																	1.35						
	#405	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																		1.35					
	#406	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																			1.35				
	#407	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																				1.35			
	#408	0.9	0.9	0.9	0.9	0.8																					1.35		

표(7-4-21) 하중 조합 (계속)

load combination		load case'																																					
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	31	32	33	34	35	36	37	38												
accidental condition	#501	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		1.5				1.2																											
	#502	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5			1.5					1.2																									
	#503	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5				1.5						1.2																							
	#504	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5					1.5							1.2																					
	#511	1.3	1.3	1.3			1.5	1.5				1.2																											
	#512	1.3	1.3	1.3			1.5		1.5					1.2																									
	#513	1.3	1.3	1.3			1.5			1.5						1.2																							
	#514	1.3	1.3	1.3			1.5				1.5							1.2																					
sensitive condition	#601	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35																			
	#602	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35																		
	#603	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35																	
	#604	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35																
	#605	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																		1.35															
	#606	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																			1.35														
	#607	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																				1.35													
	#608	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																					1.35												
	#611	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35																			
	#612	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35																		
	#613	1.1	1.1	1.1			1.1															1.35																	
	#614	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35																
	#615	1.1	1.1	1.1			1.1																	1.35															
	#616	1.1	1.1	1.1			1.1																		1.35														
	#617	1.1	1.1	1.1			1.1																			1.35													
	#618	1.1	1.1	1.1			1.1																					1.35											

4.1.8 해석 결과의 요약

(1) SEASTATE 하중 요약

- 아래는 SACS 프로그램의 SEASTATE모듈을 이용하여 기본 하중 조건을 조합하여 생성된 일반 하중 및 환경하중의 축방향(X, Y, Z축) 하중과 모멘트의 결과이다. 양(+)의 X축 방향은 북쪽에서부터 남쪽으로 향하는 방향이며, Y축 양의 방향은 서쪽에서 동쪽으로 향하는 방향이다. Z축 양의 방향은 해저면에서 수면 쪽으로 향하는 방향이다.

표(7-4-22) seastate load summary

LC No.	하중 조건		적용하중 (kN)			적용모멘트 (kN·m)		
			F _x	F _y	F _z	M _x	M _y	M _z
1	구조물의 사하중*		0.0	0.0	-8,754.7	-2,579.0	5,135.0	0.0
2	구조물의 부속물 사하중		0.0	0.0	-745.4	-571.7	1,082.9	0.0
3	건축물의 사하중		0.0	0.0	-1,184.6	-191.2	1,033.8	0.0
4	기기하중		0.0	0.0	-3,282.9	3,978.2	-1,772.4	0.0
5	활하중		0.0	0.0	-4,943.5	-9,618.5	2,135.5	0.0
6	uniform design load		0.0	0.0	-9,445.0	-14,463.5	1,877.3	0.0
7	impact load	0°	625.7	0.0	0.0	0.0	6,883.1	0.0
8		90°	0.0	625.7	0.0	-6,883.1	0.0	0.0
9		180°	-625.7	0.0	0.0	0.0	-6,883.1	0.0
10		270°	0.0	-625.7	0.0	6,883.1	0.0	0.0
11	operating environmental condition (1-yr)	0°	3,476.4	6.5	-218.7	38.2	42,593.4	-219.4
12		45°	2,596.0	2,788.4	-45.2	-35,003.4	29,420.8	8,011.9
13		90°	7.6	4,171.3	-125.6	-51,227.5	74.0	13,583.2
14		135°	-2,696.4	2,875.3	-45.6	-35,706.3	-30,723.6	9,500.5
15		180°	-3,939.2	-6.4	-63.0	-140.7	-44,307.2	596.1
16		225°	-2,688.1	-2,875.3	-100.0	35,340.2	-29,903.6	-8,098.6
17		270°	-20.2	-4,211.0	-35.0	51,416.7	-233.5	-13,340.4
18		315°	2,625.9	-2,811.1	-175.0	35,807.9	31,061.9	-9,528.8
21	extreme environmental condition (50-yr)	0°	7,205.5	11.4	-245.7	322.9	95,130.3	1,119.3
22		45°	5,326.1	5,690.5	-49.4	-78,703.6	67,349.6	13,924.3
23		90°	-14.1	7,804.6	400.2	-103,723.6	-3,419.1	20,584.6
24		135°	-5,180.2	5,518.8	168.2	-75,263.1	-66,808.0	16,216.9
25		180°	-7,779.6	-11.6	-72.4	-332.6	-98,217.4	271.4
26		225°	-5,094.8	-5,457.8	-727.1	76,203.1	-63,437.7	-12,092.3
27		270°	-46.9	-7,968.8	287.7	109,485.4	-2,440.1	-20,823.3
28		315°	5,378.9	-5,349.1	-136.0	74,788.3	68,202.4	-14,994.2
31	extreme environmental condition (100-yr)	0°	7,201.3	12.3	-450.9	179.3	100,018.1	642.0
32		45°	5,574.9	6,082.1	-30.3	-87,950.2	71,513.9	14,114.3
33		90°	-15.9	8,515.5	428.8	-122,927.2	-3,663.6	21,151.4
34		135°	-5,383.7	5,864.5	205.9	-83,551.6	-70,299.5	16,212.1
35		180°	-8,146.3	-12.1	-69.1	-369.5	-104,442.6	-215.8
36		225°	-5,330.2	-5,835.8	-743.6	85,358.3	-67,492.9	-12,616.5
37		270°	-49.6	-8,522.3	313.6	122,947.2	-2,661.5	-21,048.4
38		315°	5,601.7	-5,708.1	-119.9	83,420.8	71,811.9	-15,497.3

주) 구조물의 사하중은 수중 부재에 대한 부력의 영향과 자켓 내부의 일부 파일에 대한 중량이 고려된 값이다.

(2) 조합 하중

· 정역학적 안정성 해석을 위한 구조물에 적용되는 조합하중은 다음과 같다.

표(7-4-23) 조합 하중

load combination		axial load (kN)			moment (kN·m)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
gravity condition	#101	0.0	0.0	-25,573.1	-13,600.6	10,326.4	0.0
	#102	0.0	0.0	-28,057.7	-26,039.7	12,243.1	0.0
operating condition	#201	4,171.6	7.8	-25,835.5	-13,554.7	61,438.5	-263.2
	#202	3,115.2	3,346.1	-25,627.4	-55,604.7	45,631.3	9,614.3
	#203	9.1	5,005.5	-25,723.8	-75,073.6	10,415.2	16,299.8
	#204	-3,235.6	3,450.4	-25,627.8	-56,448.2	-26,541.9	11,400.6
	#205	-4,727.0	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-42,842.2	715.3
	#206	-3,225.8	-3,450.3	-25,693.1	28,807.6	-25,557.9	-9,718.4
	#207	-24.2	-5,053.3	-25,615.1	48,099.4	10,046.2	-16,008.5
	#208	3,151.0	-3,373.3	-25,783.1	29,368.9	47,600.7	-11,434.6
	#211	4,171.6	7.8	-28,320.1	-25,993.9	63,355.2	-263.2
	#212	3,115.2	3,346.1	-28,111.9	-68,043.9	47,548.0	9,614.3
	#213	9.1	5,005.5	-28,208.4	-87,512.7	12,331.9	16,299.8
	#214	-3,235.6	3,450.4	-28,112.4	-68,887.3	-24,625.2	11,400.6
	#215	-4,727.0	-7.7	-28,133.3	-26,208.6	-40,925.5	715.3
	#216	-3,225.8	-3,450.3	-28,177.7	16,368.5	-23,641.3	-9,718.4
	#217	-24.2	-5,053.3	-28,099.7	35,660.3	11,962.9	-16,008.5
	#218	3,151.0	-3,373.3	-28,267.7	16,929.7	49,517.3	-11,434.6
extreme condition	#301	9,727.4	15.4	-21,133.9	-9,444.5	136,802.3	1,511.1
	#302	7,190.2	7,682.2	-20,868.8	-116,130.3	99,298.3	18,797.8
	#303	-19.0	10,536.2	-20,261.9	-149,907.3	3,760.6	27,789.2
	#304	-6,993.3	7,450.4	-20,575.2	-111,485.6	-81,814.5	21,892.8
	#305	-10,502.5	-15.6	-20,899.9	-10,329.5	-124,217.1	366.4
	#306	-6,877.9	-7,368.0	-21,783.8	92,993.7	-77,264.6	-16,324.6
	#307	-63.3	-10,757.9	-20,413.8	137,924.9	5,082.2	-28,111.5
	#308	7,261.6	-7,221.3	-20,985.8	91,083.8	100,449.6	-20,242.1
	#311	9,727.4	15.4	-22,474.5	-19,150.0	138,467.8	1,511.1
	#312	7,190.2	7,682.2	-22,209.3	-125,835.8	100,963.8	18,797.8
	#313	-19.0	10,536.2	-21,602.4	-159,612.8	5,426.1	27,789.2
	#314	-6,993.3	7,450.4	-21,915.7	-121,191.1	-80,149.0	21,892.8
	#315	-10,502.5	-15.6	-22,240.5	-20,035.0	-122,551.6	366.4
	#316	-6,877.9	-7,368.0	-23,124.4	83,288.2	-75,599.1	-16,324.6
	#317	-63.3	-10,757.9	-21,754.3	128,219.4	6,747.7	-28,111.5
	#318	7,261.6	-7,221.3	-22,326.4	81,378.3	102,115.1	-20,242.1
extreme oppose condition	#401	9,727.4	15.4	-16,857.4	-6,686.2	135,065.7	1,511.1
	#402	7,190.2	7,682.2	-16,592.2	-113,372.0	97,561.8	18,797.8
	#403	-19.0	10,536.2	-15,985.3	-147,149.0	2,024.0	27,789.2
	#404	-6,993.3	7,450.4	-16,298.6	-108,727.3	-83,551.0	21,892.8
	#405	-10,502.5	-15.6	-16,623.4	-7,571.2	-125,953.7	366.4
	#406	-6,877.9	-7,368.0	-17,507.2	95,752.0	-79,001.1	-16,324.6
	#407	-63.3	-10,757.9	-16,137.2	140,683.2	3,345.7	-28,111.5
accidental condition	#501	5,110.2	7.8	-25,835.5	-13,554.7	71,763.2	-263.2
	#502	9.1	5,944.1	-25,723.8	-85,398.3	10,415.2	16,299.8
	#503	-5,665.6	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-53,166.9	715.3
	#504	-24.2	-5,991.9	-25,615.1	58,424.1	10,046.2	-16,008.5
	#511	5,110.2	7.8	-26,431.1	-23,101.2	73,304.4	-263.2
	#512	9.1	5,944.1	-26,319.3	-94,944.7	11,956.5	16,299.8
	#513	-5,665.6	-7.7	-26,244.3	-23,315.9	-51,625.7	715.3
	#514	-24.2	-5,991.9	-26,210.7	48,877.7	11,587.5	-16,008.5

(3) 절점 변위 요약

- 표(7-4-24)는 구조물에서 발생하는 최대 수직 및 수평 변위에 대하여 나타내고 있다. 각 절점들에 대하여 구조물의 상대변위를 고려하여 검토한 결과, serviceability 각각의 제한 범위 내에 만족하고 있으므로 해상변전소 구조물은 serviceability를 만족하고 있다.

표(7-4-24) 절점 변위 요약

구 분	절 점	하중조합	변 위	허용변위	비 고
수직 변위	#1144	#501	0.118 cm	3.143 cm	Access Deck
수평 변위	#7167	#317	7.200 cm	17.50 cm	Roof Deck

(4) 부재의 최대응력 요약

- 구조물을 해석한 결과 생성된 최대응력은 자켓의 수평 브레이싱에서 발생하였으며, 최대응력비는 0.83으로 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다. 다음은 해상변전소 구조물을 구성하고 있는 주요 부재중에서 가장 큰 응력을 받는 부재들을 나타내고 있다.

표(7-4-25) 부재의 최대응력 요약

부 재	grup ID	LC No.	단면 (mm)	항복강도 (MPa)	최대응력비	비고
J203-J303	JK2	313	1,265 ϕ ×22.5	250	0.64	jacket leg
J302-J402	JK3	313	1,255 ϕ ×17.5	250	0.58	
J304-B 15	JKB	317	1,265 ϕ ×22.5	250	0.50	
J204-J207	JB1	317	909 ϕ ×29.5	250	0.83	jJacket horizontal brace
J308-J303	JB2	405	391 ϕ ×10.5	250	0.59	
J608-J605	HD3	302	401 ϕ ×10.5	250	0.77	
J311-J208	JB7	315	757 ϕ ×29.5	250	0.67	jacket diagonal brace
J404-J310	JB8	313	747 ϕ ×24.5	250	0.64	
J606-J507	JB9	305	757 ϕ ×29.5	250	0.13	
J607-J407	JV2	315	401 ϕ ×15.5	250	0.35	jacket vertical brace
J208-J313	JV3	301	401 ϕ ×15.5	250	0.29	
JN11-J406	JV4	317	391 ϕ ×10.5	250	0.40	

(5) 절점 천공전단 요약

- 자켓구조물은 강관 절점부에서 발생하는 응력 집중으로 인하여 천공전단에 대해서 취약하므로 이에 대한 검토를 수행하였다. 해석한 결과는 다음과 같으며, 이 표에서 보는 바와 같이 jacket 최하단부 절점들에서 특히 취약하다. 이 부분들과 2차 구조물(boat landing등)과 접속하는 절점에 대해서는 ring stiffener로 보강하여 절점에서 발생하는 천공 전단에 대해서 안전하도록 계획한다.

표(7-4-26) 절점 천공전단 검토

절 점	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	load unity check	strength unity check	비 고
J201	1,305 ϕ ×42.5	345	0.705	0.587	DL.(-)8.043m
J202	1,305 ϕ ×42.5	345	0.702	0.587	
J203	1,305 ϕ ×42.5	345	0.817	0.587	
J204	1,305 ϕ ×42.5	345	0.853	0.587	
J401	1,285 ϕ ×32.5	345	0.447	0.535	DL.(+)2.50m
J402	1,285 ϕ ×32.5	345	0.494	0.535	
J403	1,285 ϕ ×32.5	345	0.768	0.535	
J404	1,285 ϕ ×32.5	345	0.761	0.535	
J601	1,295 ϕ ×37.5	345	0.178	0.425	DL.(+)13.50m
J602	1,295 ϕ ×37.5	345	0.209	0.425	
J603	1,295 ϕ ×37.5	345	0.203	0.425	
J604	1,295 ϕ ×37.5	345	0.270	0.425	

4.1.9 정수압으로 인한 붕괴 검토

- 구조물의 부재들 중 해수에 의해 채워지지 않는 부재들에 대해서 정수압에 의한 붕괴 가능성을 검토하였다. 정수압으로 인한 붕괴에 대해서는 모든 부재들이 안전하도록 설계되었고 정수압에 발생하는 부재별 최대응력비를 다음 표와 같이 나타내었다.

표(7-4-27) 정수압에 의한 붕괴 검토 요약

부 재	grup I.D	단면 (mm)	항복강도 (MPa)	unity check	비 고
J203-J207	JB1	909 ϕ ×29.5	250.0	0.95	Hori. Brace
J204-J208	JB1	909 ϕ ×32.5	250.0	0.73	Hori. Brace

4.1.10 PSI (pile structure interaction) 해석 결과

- SACS프로그램의 PSI(pile structure interaction)모듈을 이용한 해석을 수행하여 말뚝 머리에 대한 응력을 검토 결과로부터 extreme condition중 태풍이 270°방향으로 불 때 주말뚝의 최대 응력이 발생됨을 알 수 있다. 응력비에서 보듯이 선정된 말뚝은 응력에 대해서 안전하다.

표(7-4-28) 파일의 최대 응력비

말뚝 두부 No.	LC No.	Direction	Unity Check	비 고
J101	315	180°	0.669	O.K.
J102	314	135°	0.698	O.K.
J103	313	90°	0.772	O.K.
J104	317	270°	0.786	O.K.

4.2 데크 구조물 설계

4.2.1 개요

- 상부구조의 크기 및 배치는 구조물의 주요 기능인 변전소 운영 및 공급설비 그리고 이와 관련된 기계류, 저장 탱크 및 이것들의 조합을 들 수 있는데 각 기능에 필요한 장비의 배치에 따라서 상부구조물의 형상이 결정된다.
- 데크는 오/폐수 처리 시설 및 해상교통신호기 등 설치되어 있는 access platform deck [DL.(+) 17.00m], 계통 보호 설비 시설인 L/V switch gear room, CGIS room 및 주거지와 실험실을 위한 cellar deck [DL.(+) 21.00m], 풍력발전기에서 전송된 전압을 33kV에서 154kV로 승압하여 육상변전소로 전력을 송전하기 위한 main transformer 및 특고압 계통 보호 설비인 GIS room이 있는 main deck [DL.(+) 27.00m], 그리고 해난구조 장비 및 비상 탈출을 위한 heli-hoist를 위한 roof deck [DL.(+) 35.00m] 등으로 구성되어 있다.
- 데크의 정역학적 안정해석은 operating condition, 50-year extreme condition에 대하여 각각 수행하였으며, 풍하중 고려 시 기본 풍속을 1분 sustained 조건으로 변환시켜 적용하였다. 이 수행결과를 바탕으로 AISC와 API RA 2A에 따라 부재를 설계하였다. 또한, 강관부재 연결부의 천공전단력(joint punching shear)에 대해서도 검토하였다.
- 데크의 정역학적 안정성 해석을 위한 해석 절차는 자켓 정역학적 해석 절차를 참조한다.

4.2.2 구조물 형상도

- 상부구조물 해석을 위한 구조물 형상은 대형 해상 플랫폼 구조물일 경우 프로그램의 해석 시간을 줄이기 위하여 상/하부 구조물을 분할하여 모델을 하는 것이 일반적이나 본 해상변전소의 구조물은 기존에 수행해왔던 구조물에 비하여 상대적으로 소형 구조물이므로 별도로 분리하지 않고 자켓의 정역학적 안정성 해석에 사용한 모델을 동일하게 적용한다.

4.2.3 설계하중

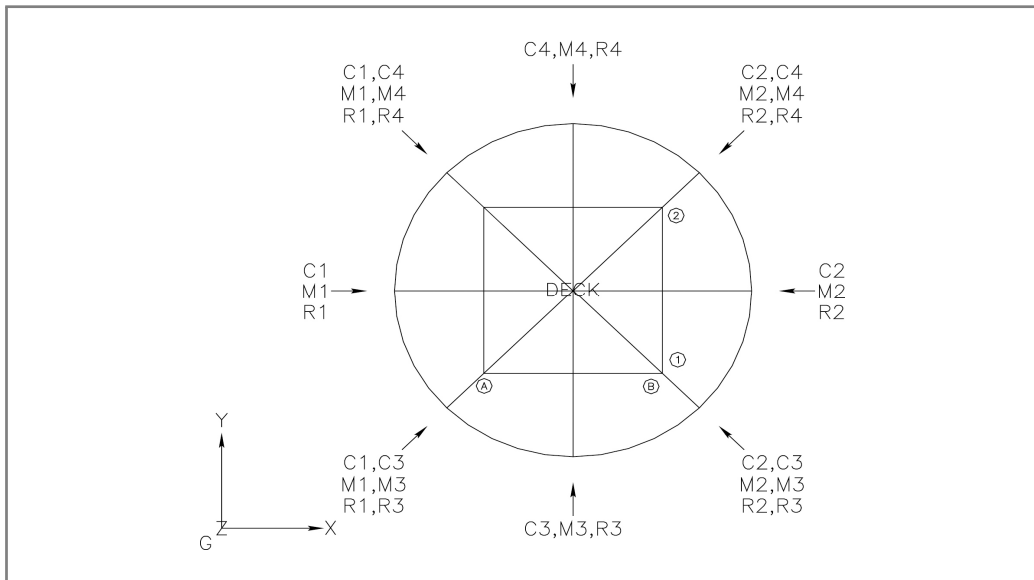
- 데크의 안정성 검토를 위한 설계하중 중 구조물의 상부하중 및 환경하중은 자켓의 정역학적 안정성 해석에 사용한 하중과 동일하다.
- 하지만 환경하중 중 풍하중의 경우, 자켓 해석에 적용한 1시간 sustained 조건에서 1분 sustained 풍속으로 변환하여 적용하며 재현빈도별 설계풍속은 다음과 같다.

표(7-4-29) 설계풍속

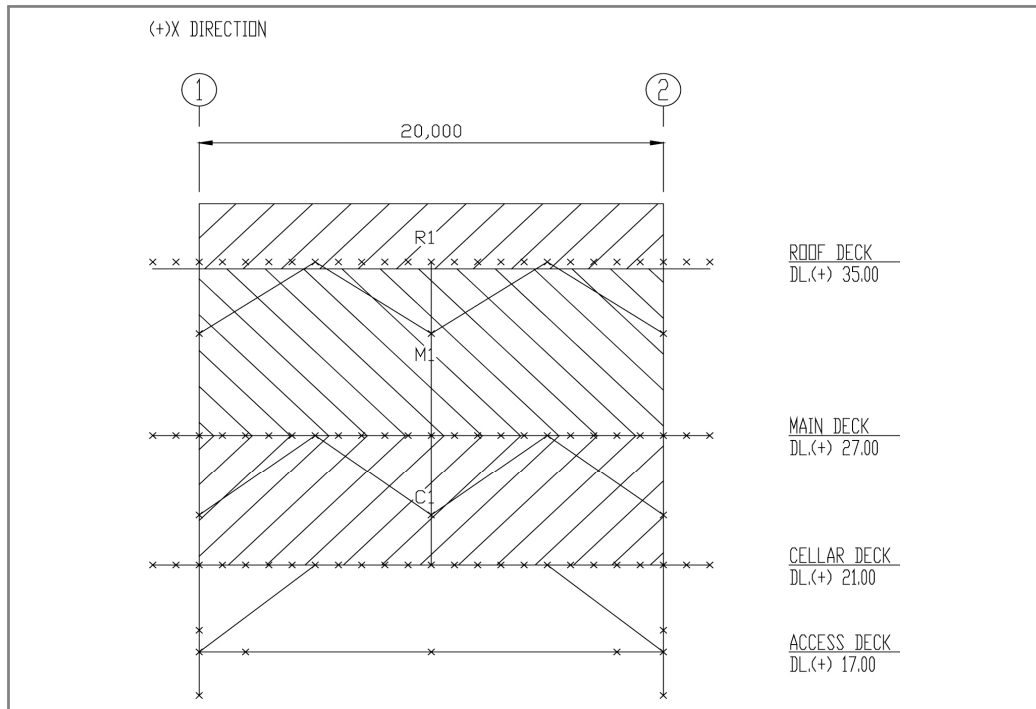
구조물	설계조건	풍속 평균시간	설계풍속
deck 구조물 global analysis (정역학적 해석)	1년 재현주기 (평시운전조건)	1분	24.51 m/s
	50년 재현주기 (극한조건)		36.35 m/s

표(7-4-30) 풍하중이 적용되는 건축물 면적

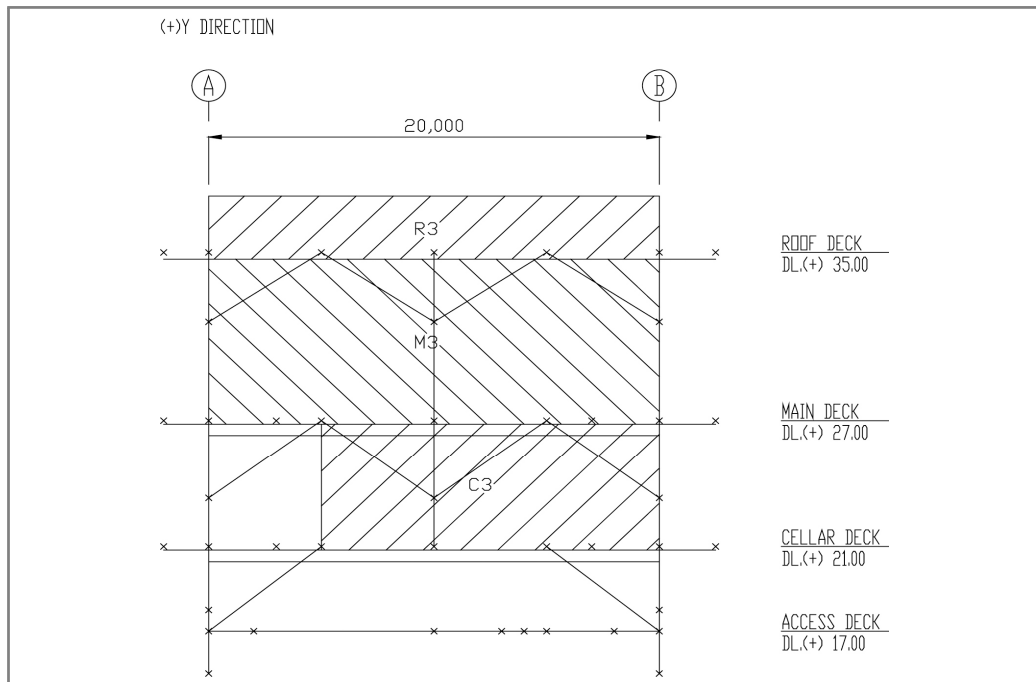
I.D.		면적 (m ²)	중심 위치 (m)			형상계수 (C _s)	하중 분배 절점	비고
			X	Y	Z			
cellar deck	C1	98.0	-5.0	0.0	24.0	1.0	3024 3124 3224 5024 5124 5224	X dir.
	C2	98.0	10.0	0.0	24.0	1.0	3026 3126 3226 5026 5126 5226	-X dir.
	C3	73.5	2.5	-10.0	24.0	1.0	3023 3024 3026 5023 5024 5026	Y dir.
	C4	73.5	2.5	10.0	24.0	1.0	3223 3224 3226 5223 5224 5226	-Y dir.
main deck	M1	147.3	-10.0	0.0	31.0	1.0	5022 5122 5222 7022 7122 7222	X dir.
	M2	147.3	10.0	0.0	31.0	1.0	5026 5126 5226 7026 7126 7226	-X dir.
	M3	147.3	0.0	-10.0	31.0	1.0	5022 5024 5026 7022 7024 7026	Y dir.
	M4	147.3	0.0	10.0	31.0	1.0	5222 5224 5226 7222 7224 7226	-Y dir.
roof deck	R1	30.0	-10.0	0.0	36.5	1.0	7022 7122	X dir.
	R2	30.0	10.0	0.0	36.5	1.0	7026 7126	-X dir.
	R3	60.0	0.0	-10.0	36.5	1.0	7022 7024 7026	Y dir.
	R4	60.0	0.0	10.0	36.5	1.0	7122 7124 7126	-Y dir.



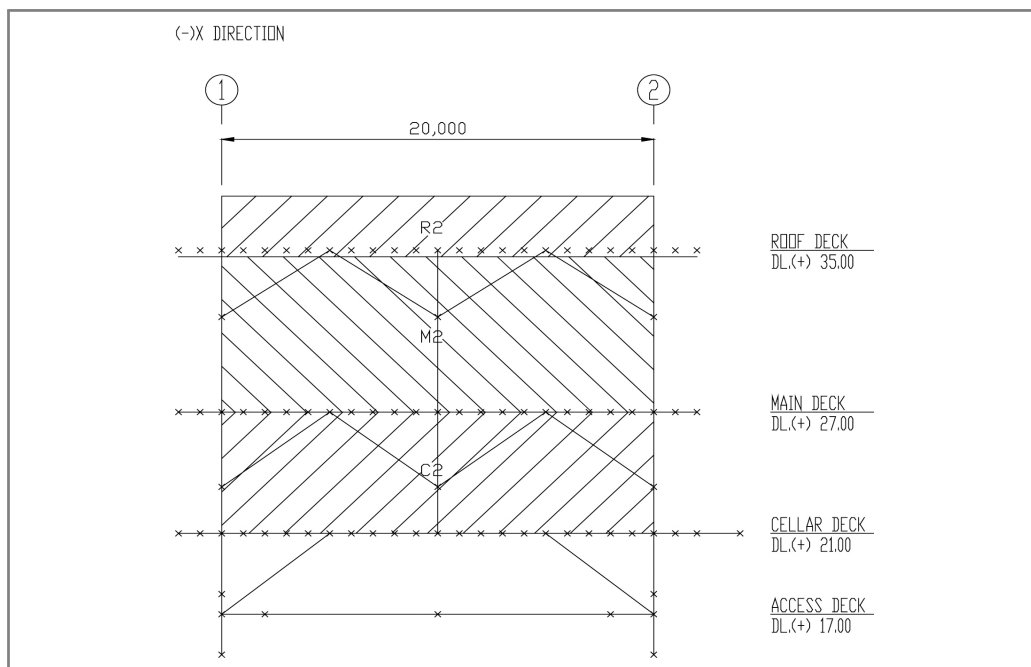
그림(7-4-15) 풍하중 방향



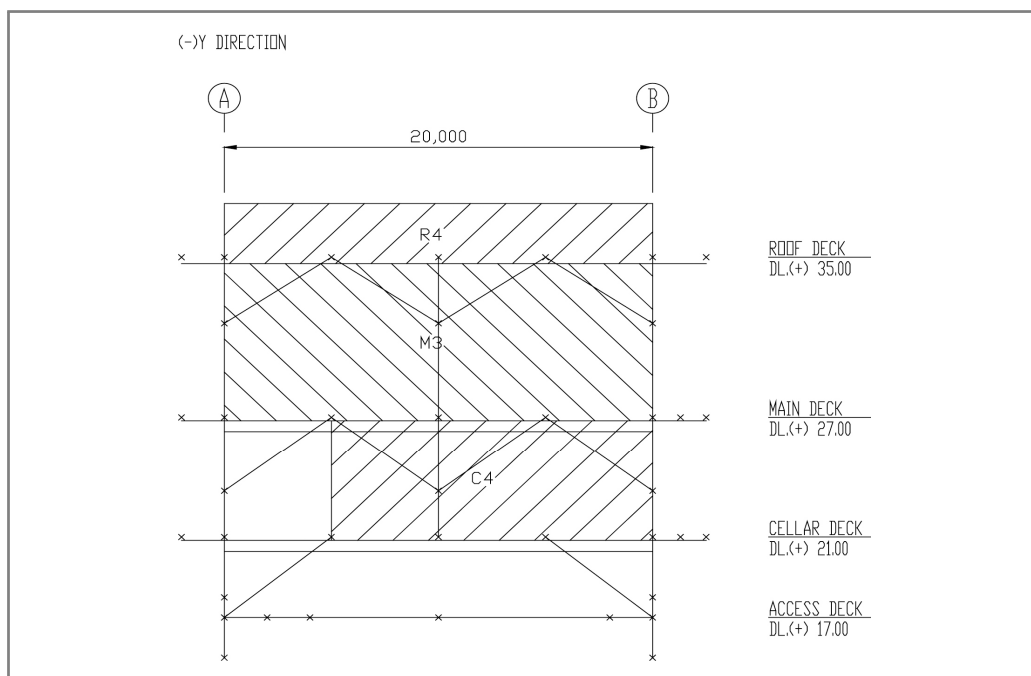
그림(7-4-16) protection area, X direction



그림(7-4-17) protection area, Y direction



그림(7-4-18) protection area, -X direction



그림(7-4-19) protection area, -Y direction

4.2.4 하중 조합

- 정역학적 안정성 해석에 사용되는 하중조합은 API RP 2A LRFD를 따른다.

표(7-4-31) 하중 조합

load combination		load case ^a																									
		#1	#2	#3	#4	#5	#6	#11	#12	#13	#14	#15	#16	#17	#18	#21	#22	#23	#24	#25	#26	#27	#28				
gravity condition	#101	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5																					
	#102	1.3	1.3	1.3			1.5																				
operating condition	#201	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		1.2																			
	#202	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5			1.2																		
	#203	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5				1.2																	
	#204	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5					1.2																
	#205	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5						1.2															
	#206	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5							1.2														
	#207	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5								1.2													
	#208	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5									1.2												
	#211	1.3	1.3	1.3			1.5	1.2																			
	#212	1.3	1.3	1.3			1.5		1.2																		
	#213	1.3	1.3	1.3			1.5			1.2																	
	#214	1.3	1.3	1.3			1.5				1.2																
	#215	1.3	1.3	1.3			1.5					1.2															
	#216	1.3	1.3	1.3			1.5						1.2														
	#217	1.3	1.3	1.3			1.5							1.2													
	#218	1.3	1.3	1.3			1.5								1.2												
extreme condition	#301	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1										1.35											
	#302	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1											1.35										
	#303	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1												1.35									
	#304	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1													1.35								
	#305	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1														1.35							
	#306	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1															1.35						
	#307	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																1.35					
	#308	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1																	1.35				
	#311	1.1	1.1	1.1			1.1									1.35											
	#312	1.1	1.1	1.1			1.1										1.35										
	#313	1.1	1.1	1.1			1.1											1.35									
	#314	1.1	1.1	1.1			1.1												1.35								
	#315	1.1	1.1	1.1			1.1													1.35							
	#316	1.1	1.1	1.1			1.1														1.35						
	#317	1.1	1.1	1.1			1.1																1.35				
	#318	1.1	1.1	1.1			1.1																		1.35		

4.2.5 해석 결과의 요약

(1) 조합하중 요약

- 구조물 해석을 위한 SEASTATE의 하중 요약은 자켓 정역학적 안정성 해석에서 언급한 하중 조합을 바탕으로 계산된 설계조합하중을 다음과 같다.

표(7-4-32) 조합 하중

LC no.		axial load (kN)			moment (kN·m)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
basic condition	#100	0.0	0.0	-10,684.7	-3,341.9	7,251.7	0.0
	#101	0.0	0.0	-25,573.1	-13,600.6	10,326.4	0.0
	#102	0.0	0.0	-28,057.7	-26,039.7	12,243.1	0.0
operating condition	#201	4,315.9	7.8	-25,835.5	-13,554.7	66,665.8	-311.2
	#202	3,241.0	3,493.2	-25,627.4	-60,794.9	50,403.5	9,857.8
	#203	9.1	5,213.7	-25,723.8	-82,417.0	10,415.2	16,352.7
	#204	-3,361.7	3,597.7	-25,627.8	-61,642.4	-31,317.9	11,036.1
	#205	-4,871.6	-7.7	-25,648.7	-13,769.4	-48,073.5	486.2
	#206	-3,351.9	-3,597.6	-25,693.0	34,002.1	-30,334.4	-9,678.9
	#207	-24.2	-5,261.6	-25,615.1	55,446.3	10,046.2	-16,062.5
	#208	3,276.9	-3,520.4	-25,783.1	34,559.4	52,373.3	-11,745.5
	#211	4,315.9	7.8	-28,320.1	-25,993.9	68,582.5	-311.2
	#212	3,241.0	3,493.2	-28,111.9	-73,234.0	52,320.2	9,857.8
	#213	9.1	5,213.7	-28,208.3	-94,856.2	12,331.9	16,352.7
	#214	-3,361.7	3,597.7	-28,112.3	-74,081.5	-29,401.3	11,036.1
	#215	-4,871.6	-7.7	-28,133.3	-26,208.5	-46,156.8	486.2
	#216	-3,351.9	-3,597.6	-28,177.6	21,562.9	-28,417.8	-9,678.9
	#217	-24.2	-5,261.6	-28,099.7	43,007.2	11,962.9	-16,062.5
	#218	3,276.9	-3,520.4	-28,267.7	22,120.2	54,289.9	-11,745.5
extreme condition	#301	10,136.3	15.4	-21,133.9	-9,444.5	151,699.3	1,363.9
	#302	7,539.3	8,106.3	-20,868.8	-131,214.4	112,571.4	19,423.6
	#303	-19.0	11,037.0	-20,261.8	-167,479.9	3,760.6	27,860.4
	#304	-7,345.4	7,877.6	-20,575.1	-126,633.5	-95,151.7	21,020.2
	#305	-10,912.7	-15.6	-20,899.9	-10,329.5	-139,141.5	-148.1
	#306	-7,227.0	-7,792.2	-21,783.8	108,077.9	-90,537.7	-16,182.2
	#307	-63.3	-11,362.1	-20,413.7	159,348.0	5,082.2	-28,271.5
	#308	7,611.3	-7,645.9	-20,985.8	106,179.4	113,737.3	-21,068.1
	#311	10,136.3	15.4	-22,474.5	-19,150.0	153,364.8	1,363.9
	#312	7,539.3	8,106.3	-22,209.3	-140,919.9	114,236.9	19,423.6
	#313	-19.0	11,037.0	-21,602.3	-177,185.4	5,426.1	27,860.4
	#314	-7,345.4	7,877.6	-21,915.6	-136,339.0	-93,486.2	21,020.2
	#315	-10,912.7	-15.6	-22,240.4	-20,035.0	-137,476.0	-148.1
	#316	-7,227.0	-7,792.2	-23,124.4	98,372.3	-88,872.1	-16,182.2
	#317	-63.3	-11,362.1	-21,754.2	149,642.4	6,747.7	-28,271.5
	#318	7,611.3	-7,645.9	-22,326.4	96,473.9	115,402.8	-21,068.1

(2) 절점 변위 요약

- 각 절점들에 대하여 구조물의 상대변위를 고려하여 검토한 결과, serviceability 각각의 제한 범위 이내에 만족하고 있으므로 해상변전소 구조물은 serviceability를 만족하고 있다.

표(7-4-33) 절점 변위 요약

구 분	절 점	하중조합	변 위	허용변위	비 고
절점 변위	#1144	#208	0.732 cm	3.143 cm	access deck

(3) 부재의 최대응력 요약

- 구조물을 해석한 결과 생성된 최대응력비는 deck diagonal Brace에서 발생하였으며, 최대응력비는 0.58로 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다. 다음은 해상변전소 구조물을 구성하고 있는 테크 주요부재중에서 가장 큰 응력을 받는 부재들을 나타내고 있다.

표(7-4-34) 부재의 최대응력 요약

부 재	group ID	LC No.	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	최대응력비	비고
2226-3226	DL3	215	909 ϕ ×22.5	345	0.38	deck column
3226-4226	DL4	212	909 ϕ ×22.5	345	0.47	
4224-5224	MC2	213	605 ϕ ×22.5	345	0.44	deck mid. column
5224-6224	MC3	213	605 ϕ ×17.5	250	0.45	
4226-5225	VB2	211	401 ϕ ×17.5	250	0.58	deck diagonal brace
6222-7223	VB3	215	401 ϕ ×10.5	250	0.53	
1216-1226	DB1	213	403 ϕ ×12.5	250	0.51	access deck beam
1025-1035	DB3	303	319 ϕ ×12.5	250	0.45	
3025-302B	F11	211	H340×250	250	0.38	cellar deck beam
3223-3224	G11	215	W27×336	250	0.42	
5122-5123	G21	212	W27×336	250	0.44	main deck beam
5033-5043	G22	204	W24×162	250	0.47	
7027-7037	F32	215	W300×90	250	0.33	roof deck beam
7125-7126	G31	218	W24×162	250	0.40	

(4) 절점 천공전단 요약

- 자켓구조물은 강관 절점부에서 발생하는 응력 집중으로 인하여 천공전단에 대해서 취약하므로 이에 대한 검토를 수행하였다. 해석한 결과는 다음과 같으며, 검토 결과 모든 절점에서 load 및 strength U.C가 1.0 이하인 안전한 값을 가지도록 설계되었음을 알 수 있다.

표(7-4-35) 절점 천공전단 검토

절 점	단 면 (mm)	항복강도 (MPa)	load unity check	strength unity check	비 고
1026	1,115 ϕ ×29.5	345	0.325	0.418	access deck DL.(+) 17.0m
1226	1,115 ϕ ×29.5	345	0.329	0.418	
4222	909 ϕ ×25.5	345	0.541	0.495	deck column DL.(+)23.3m
4226	909 ϕ ×25.5	345	0.564	0.495	
6222	909 ϕ ×25.5	250	0.410	0.425	deck column DL.(+)31.7m
6226	909 ϕ ×25.5	250	0.402	0.425	

항만구조물의 신뢰성 설계법

제1장

총 론

제2장

설계변수의 확률분포

제3장

한계상태함수

제4장

신뢰성 설계법

제5장

신뢰성 설계사례



부록 2편 항만구조물의 신뢰성 설계법

제 1 장 총 론

1-1 목 적

이 ‘항만 및 어항 설계기준·해설’의 부록에서는 항만구조물 중에서 가장 중요한 방파제와 안벽을 중심으로 확률론적 신뢰성 설계방법을 설명하고자 한다. 신뢰성설계는 항만구조물 설계 시 사용되는 각종 설계변수의 확률적 변동성을 고려함으로써 외부 하중의 작용에 의한 구조물의 기능 및 성능 상실의 확률을 정량적으로 산정하는 것이다. 구조물의 위험도를 고려하고 관리하여 항만구조물을 안정적으로 사용하는데 필요한 충분한 신뢰성을 확보하는데 그 목적이 있다.

1-2 적용범위

본 부록에서 다루는 항만구조물은 경사식 방파제, 케이슨식 방파제, 케이슨식 안벽 및 잔교식 안벽이다. 이외의 다른 구조형식(블록식 방파제 및 안벽, 셀룰러 블록식 방파제 및 안벽 등)에 대한 신뢰성 설계방법도 여기에서 제시하는 방법론을 각 구조형식의 한계상태에 적합하도록 변형하여 적용할 수 있다.

1-3 제한사항

신뢰성설계는 구조물의 설계변수의 확률적 변동성을 고려하여 구조물이 한계상태에 도달하게 되는 확률을 정량적으로 산정한다. 산정된 파괴확률의 정확도를 높이기 위해서는 설계 확률변수의 확률적 변동성을 정확하게 추정해야 하며 한계상태함수에 대한 수학적 모델이 실제 파괴현상을 정확하게 묘사할 수 있어야 한다. 그러나 물리적 현상을 수학적 기법으로 해석하는 과정에서 불가피 하게 다양한 가정과 제한사항이 따르게 되며 이로 인해 파괴확률에 다소 오차가 발생할 수 있다. 본 부록에서 제시하는 신뢰성표준서에서는 지금까지 널리 알려진 역학적 이론 및 실험 결과를 최대한 반영하여 이러한 오차가 최소화되도록 하였다. 여기에서 적용된 대표적 가정 및 제한사항들은 다음과 같다.

1-3-1 확률변수의 독립성

방파제 및 안벽의 신뢰성설계에 사용하는 확률변수는 확률적으로 서로 독립이라는 가정을 적용한다. 예를 들어, 대표적인 확률변수인 항복응력, 지진계수 및 지반반력계수는 서로 독립적인 사상에서 확률적 변동성을 가진다. 실제로 부재의 항복응력은 지진의 크기와는 관계가 없는 확률변수이다. 다만, 지진계수는 지반의 동적 특성이 반영된다면 지반반력계수와 어느 정도 확률적 종속성이 존재할 수도 있다. 그러나 여기에서는 이 두 확률변수 사이에 존재할 수 있는 어떠한 확률적 종속성도 고려하지 않는다.

1-3-2 확률분포의 대표성

여기에서 다루고 있는 확률변수는 제3장에서 제시하고 있는 확률분포 중 한 가지를 따른다고 가정하였다. 이러한 확률변수는 자연계에서 취득한 자료를 적절한 추정방법을 사용하여 그 분포를 추정하며 추정한 확률분포가 적절한지는 별도의 방법으로 검정한다. 그러나 검정을 통과하였다 하더라도 대표적 확률분포가 자연계의 확률변수를 표현하는 데에는 한계가 있을 수 있으며 이로 인해 신뢰성 설계에 오차가 발생할 수 있다.

1-3-3 파괴모드의 정의

여기에서 정의한 구조물의 파괴모드 및 한계상태함수는 실제 항만구조물의 파괴에 근거한 것이다. 현행 설계법에서는 허용응력을 이용하여 부재의 안정성을 평가하지만 실제 파괴는 부재의 최대응력이 항복응력을 초과할 때 발생한다. 또한, 한 개의 부재가 파괴에 도달한 후 여유그림(redundancy)로 인해 전체적인 붕괴가 발생하지는 않더라도 최초 부재의 파괴가 구조물에 심각한 안전상의 문제를 초래할 수 있으므로 최초부재 하나만을 가지고 파괴모드를 정의하였다.

1-4 항만구조물의 요구성능

1-4-1 사용성 기준 요구성능

[1] 방파제

방파제의 성능은 항내 정온의 확보, 수심의 유지, 해안의 결괴 방지, 고조에 의한 제내 수위상승의 억제, 진파에 의한 침입파의 감쇄, 나아가서는 항만시설 및 배후지를 파랑, 고조, 진파로부터 방호하는 것 등이 있다. 또한, 근년에는 바다에 접근하고 바다에 접촉하는 등의 이용자가 물에 친숙해질 수 있는 기능(친수기능)도 요구되고 있다. 일반적으로 방파제는 이들 기능 중 몇 가지를 합쳐 설치하는 경우가 많다. 사용성 기준의 성능은 방파제가 어떠한 외력(바람, 조위, 파랑 등)의 작용에 의해서도 항내 정온의 확보, 파랑과 고조로부터 항만시설 및 배후지를 보호하는 등 방파제의 기본 기능을 수행할 수 있는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 사용성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 사용성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 사용성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 그 기능을 수행하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다.

[2] 안벽

사용성 기준의 요구성능이란 안벽에 어떠한 외력(토압, 잔류수압, 동수압, 선박견인력, 지진력, 상재하중 등)이 작용하는 경우에도 선박의 계류, 컨테이너 크레인의 가동 등 안벽의 기본 기능을 수행할 수 있는 상태를 말한다. 여기에는 작용외력에 의해 부재의 응력과 변위가 허용치를 초과하지 않는다는 조건이 포함되어 있다. 신뢰성설계 기준의 사용성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 안벽의 파괴확률이 사용성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 사용성 기준의 목표파괴확률은 각 안벽이 그 기능을 수행하기 위해 필요한 최솟값으로 설정한다.

1-4-2 안정성 기준 요구성능

[1] 방파제

안정성 기준 성능은 방파제가 외력의 작용에 의해서 심각한 붕괴가 발생하여 그 기능을 수행하지는 못하더라도 전체적인 붕괴에 의해 인명의 피해를 유발하지 않는 상태를 말한다. 신뢰성 설계 기준의 안정성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 방파제의 파괴확률이 안정성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 안정성 기준의 목표파괴확률은 방파제가 안정성을 확보하기 위하여 필요한 최소치로 설정한다. 경사제는 사석부의 활동 및 재료의 중량, 그리고 체체 전체의 안정을 검토하며, 직립제는 직립부의 활동 및 전도와 마운드 및 지반의 지지력을 검토한다.

[2] 안벽

안정성 기준의 요구성능은 외력의 작용에 의해 안벽에 심각한 붕괴가 발생하여 그 기능을 수행하지는 못하더라도 안벽 전체가 붕괴하여 다른 시설물(크레인, 적재컨테이너 및 배후시설)이나 인명의 피해를 유발하지 않는 상태를 말한다. 신뢰성설계 기준의 안정성 요구성능을 만족하기 위해서는 확률적 변동성을 고려한 안벽의 파괴확률이 안정성 기준의 목표파괴확률을 초과하지 않아야 한다. 안정성 기준의 목표파괴확률은 안벽이 안정성을 확보하기 위해 필요한 최소치로 설정한다.

제 2 장 설계변수의 확률분포

2-1 통계학적 확률분포

2-1-1 확률변수

[1] 정의

자연계에 존재하는 모든 물리량에는 언제나 불확실성이 존재한다. 공학적 관점에서 불확실성을 분류하면 세 가지로 나눌 수 있다. 첫째, 물리량 자체가 가지고 있는 고유의 불확실성 즉, 내재적 불확실성(inherent uncertainty)이다. 예를 들어, 케이슨 중량의 경우, 습도나 온도 등 환경변화나 시간에 따른 건조수축 등의 영향으로 그 값이 일정치 않다. 둘째, 통계학적 불확실성(statistical uncertainty)이다. 케이슨의 중량을 측정한다고 가정하면 사용한 계측기나 계측을 수행한 기술자 또는 계측방법 등에 따라 모두 다른 값을 가진다. 이것은 동일한 물리량이라 하더라도 계량화된 값을 얻는 과정에서 발생하는 불확실성으로 계측회수에 따라 불확실성의 정도가 다르게 된다. 마지막으로 사용모델의 불확실성(modeling uncertainty)이다. 안벽의 외적 안정성 평가에 주로 사용하는 활동 검토식은 체체가 수평방향으로 활동할 때 지반의 변형이 발생하지 않는다는 가정이 포함되어 있다. 다만, 이러한 가정은 안정성 평가가 용이하도록 매우 단순화한 가정이며 실제로는 지반의 변형이나 케이슨의 연직방향 운동으로 인해 활동안정 평가식에는 실제로 많은 불확실성이 존재한다. 이러한 다양한 원인에 의해 발생하는 불확실성을 포함한 물리량을 공학설계에 사용할 때 이를 확률변수(random variable)라 하며 신뢰성 설계를 위해 그 변동의 특성이 정립되어야 한다.

[2] 통계치

확률변수의 통계적 특성을 정량화시키기 위해 사용되는 대표적인 도구로써 평균(mean, μ_X), 표준편차(standard deviation, σ_X), 편심계수(skewness coefficient, δ_X) 등이 있다. 이들은 각각 다음과 같은 방법으로 계산할 수 있다.

평균은

$$\mu_X = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (2-1)$$

표준편차는

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^2} \quad (2-2)$$

편심계수는

$$\delta_X = \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^3}{\sigma_X^3} \quad (2-3)$$

여기서, N 은 특성분석에 사용한 확률변수의 개수를 의미한다. 이와 같은 특성치들은 각각 1차, 2차 및 3차 모멘트(moment)라고 부르기도 한다. 평균은 여러 변동치 중에서 평균적으로 기대되어 지는 기댓값을 의미하며 표준편차는 평균으로부터 변동치들이 분산된 정도를 나타낸다. 편심계수는 평균을 중심으로 그 발생확률이 대칭성을 보이는지를 평가하는 지표이다.

[3] 특성치

확률변수는 2-1-1 [2]에 제시된 것과 같은 다양한 확률분포 중 하나로써 표현할 수 있다. 그러나 일정 구간에서 변동성을 보이는 확률변수를 이용하여 신뢰성 설계를 수행하고자 할 때 그 확률변수를 대표하는 하나의 값을 사용할 필요가 있다. 이것은 level I과 같은 신뢰성설계 방법에서 주로 사용되는데 각 파괴모드에 대한 안정성 검토식에는 확률변수를 대표할 하나의 값을 사용한다. 이 값은 그 구조물의 신뢰도 수준을 고려하여 결정하며 이 값을 통해 설계된 구조물의 신뢰도 수준은 일정 범위를 벗어나지 않는다. 이렇게 하나의 확률변수를 대표하는 대표적 설계값을 특성치(characteristic value)라 한다.

확률변수의 변동특성을 특성치로 표현할 수 있는데 평균치비가 대표적이다. 평균치비는 확률변수의 특성치에 대한 평균치의 비로써 다음과 같이 나타낸다.

$$a_X = \frac{\mu_X}{X_k} \quad (2-4)$$

또한, 표준편차와 평균치의 비를 변동계수(coefficient of variation, V)라 하여 다음과 같이 정의한다.

$$V = \frac{\sigma_X}{\mu_X} \quad (2-5)$$

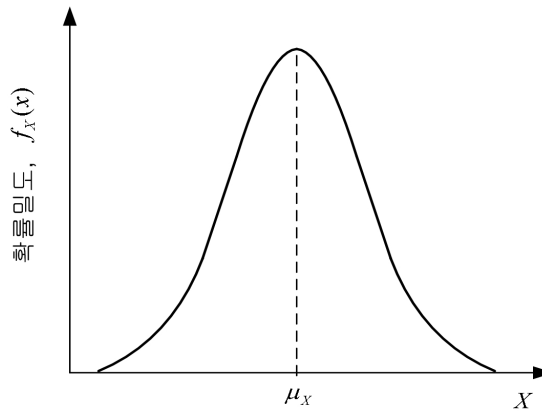
2-1-2 확률밀도함수 및 누적분포함수

[1] 정의

확률변수의 통계적 특성을 표현하는 평균, 표준편차, 변동계수 등은 확률변수의 대표적 특성만을 말해주며 보다 세밀한 확률특성을 표현하기 위해 확률밀도함수(probability density function, PDF)와 누적분포함수(cumulative distribution function, CDF)를 사용한다. 확률밀도함수는 단위 구간에 대한 해당 확률변수의 발생 확률을 나타내는 함수로써 확률의 밀도를 나타내는 함수이다. 즉, 확률변수 X 가 구간 $x < X < x + dx$ 사이에 발생할(또는 존재할) 확률을 확률밀도함수 $f_X(x)$ 를 이용하여 표현하면 다음과 같다.

$$prob(x < X < x + dx) = \int_x^{x+dx} f_X(x)dx \quad (2-6)$$

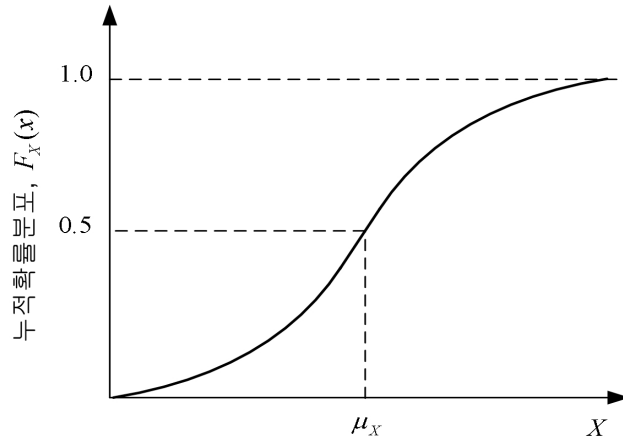
그림은 정규분포 확률변수의 확률밀도함수를 보여주고 있다.



그림(2-1) 확률밀도함수

누적분포함수는 확률밀도함수와 밀접하게 관련되어 있다. 위와 같은 확률밀도함수를 가지는 확률변수 X 가 x 보다 작을 모든 확률(또는 비초과 확률)을 누적분포함수 $F_X(x)$ 로 정의하며 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_X(x) = \int_{-\infty}^x f_X(x)dx \quad (2-7)$$



그림(2-2) 누적확률분포함수

그림은 정규분포 확률변수에 대한 누적분포함수를 보여주고 있다. 누적분포함수는 0에서 1까지의 범위에서 그 값을 가지게 된다.

[2] 확률분포의 종류

(1) 정규분포(normal distribution)

확률밀도함수는 확률변수의 분포특성에 따라 다양한 형태를 띠게 된다. 가장 많은 유형은 정규분포(또는 가우스분포)로써 평균(μ_X)과 표준편차(σ_X)를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_X}{\sigma_X} \right)^2 \right] \quad (2-8)$$

(2) 표준정규분포(standard normal distribution)

평균이 0이고 표준편차가 1인 경우를 표준정규분포라고 하며 다음과 같은 확률밀도함수를 가진다.

$$f_S(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} s^2 \right] \quad (2-9)$$

(3) 대수정규분포(lognormal distribution)

확률변수가 가질 수 있는 값의 범위가 양의 값으로만 한정될 때 주로 사용되는 확률분포로써 다음과 같은 확률밀도함수를 갖는다.

$$f_X(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] \quad x > 0 \quad (2-10)$$

여기서, λ , ζ 는 $\ln x$ 의 평균과 표준편차이다.

(4) 극치분포(extreme distribution)

항만설계에 주로 사용되는 확률분포에는 극치분포가 있다. 극치분포는 일정기간 동안 발생한 확률변수의 최댓값 또는 최솟값들이 보이는 확률분포함수이다. 예를 들어 내진설계를 위해 지진가속도를 사용하는데 지진은 발생한 지진 중에서 가장 큰 값이 설계를 위해 사용된다. 따라서 관측된 지진가속도는 매년 최댓값을 이용하여 통계처리 하는데 이 때 매년 발생한 지진의 최댓값들이 극치분포를 따르게 된다. 극치분포에는 type I, II 및 III 등 세 가지가 있다.

(5) Gumbel 분포

극치 수문 현상의 분석에 많이 사용되고 있으며 EV-1(extreme value type I) 분포 또는 Fisher-Tippett I 분포라고도 불린다. Gumbel 분포의 확률밀도함수는 다음 식과 같이 주어진다 (Gumbel, 1958).

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left\{ -\frac{(x-x_0)}{\alpha} - \exp \left[-\frac{(x-x_0)}{\alpha} \right] \right\} \quad (2-11)$$

여기서, α 는 척도모수, x_0 는 위치모수이다. 또한 Gumbel 분포의 왜도계수(coefficient of skewness)는 1.1396으로 고정된 상수 값을 갖는다.

2-1-3 결합확률분포

두 가지 이상의 확률변수가 통계적으로 영향을 미칠 때 이 둘을 결합 확률밀도함수로 표현할 수 있다. 결합 확률밀도함수(joint PDF)는 누적분포함수와 다음의 관계가 성립한다.

$$F_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = \int_{-\infty}^{x_1} \int_{-\infty}^{x_2} \dots \int_{-\infty}^{x_n} f_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (2-12)$$

만일, 고려하는 확률변수가 통계적으로 독립일 때 결합 확률밀도함수는 개별 확률밀도함수를 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$F_{X_1 X_2 \dots X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_{X_1}(x_1) f_{X_2}(x_2) \dots f_{X_n}(x_n) \quad (2-13)$$

2-1-4 확률분포추정

[1] 모멘트법

확률변수의 샘플을 이용하여 확률분포함수의 변수를 추정할 수 있다. 정규분포 함수의 경우 샘플의 1차 및 2차 모멘트인 평균과 표준편차를 구함으로써 확률밀도함수를 얻을 수 있다. 이와 같이 샘플의 모멘트를 이용하여 확률밀도함수를 추정하는 방법을 모멘트법(method of moment)이라 한다. 샘플을 이용한 평균과 분산은 다음과 같다.

$$\mu_X = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (2-14)$$

$$\sigma_X^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \mu_X)^2 \quad (2-15)$$

모멘트법을 이용하면 극치분포에 사용되는 변수와 샘플모멘트 사이의 관계를 구할 수 있다.

표(2-1) 극치분포의 변수와 모멘트 관계

극치분포 종 류	누적분포함수형태	모멘트와 특성변수의 관계
type I	$F_X(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}]$	$\mu_X = u + \frac{0.5772}{\alpha}$ $\sigma_X = \frac{\pi}{\sqrt{6}\alpha}$
type II	$F_X(x) = \exp\left[-\left(\frac{v}{x}\right)^k\right]$	$k = \alpha$ $v = e^u$
type III	$F_X(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-c}{b}\right)^k\right]$	$c = w - \frac{\sigma_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{0.5}}$ $b = \frac{\sigma_X}{\sqrt{\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)}}$

표에서 type III 분포의 k 는 감마함수와 편심계수를 이용하여 다음 식으로부터 구한다.

$$\theta_X = \frac{\Gamma(1+3/k) + 2\Gamma^3(1+1/k) - (1+2k)\Gamma(1+1/k)}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{3/2}} \quad (2-16)$$

여기서, 감마함수는 다음과 같다.

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \quad (2-17)$$

또한, w 는 감마함수와 평균 및 표준편차를 이용하여 다음과 같이 구한다.

$$w = \frac{[1 + \Gamma(1+1/k)]\alpha_X}{[\Gamma(1+2/k) - \Gamma^2(1+1/k)]^{0.5}} + \mu_X \quad (2-18)$$

[2] 최우도법

최우도법(maximum likelihood method)은 확률분포의 변수추정을 위한 또 하나의 방법이다. 최우도법에서는 특정 샘플에 대한 우도함수(likelihood)는 해당 샘플 값에서의 확률밀도함수에 비례한다는 가정에서 출발한다. 추정에 사용하는 샘플이 무작위로 추출된 값이라고 가정하고 n개의 샘플에 대한 우도함수를 구하면 다음과 같다.

$$L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta) = f_X(x_1; \theta) f_X(x_2; \theta) \cdots f_X(x_n; \theta) \quad (2-19)$$

이 우도함수를 최대로 만드는 변수 θ 는 우도함수를 최댓값으로 만들기 때문에 다음의 관계가 성립한다.

$$\frac{\partial L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta)}{\partial \theta} = 0 \quad (2-20)$$

위 식을 이용하여 확률분포함수의 변수 θ 를 추정할 수 있다. 우도함수가 확률밀도함수의 곱으로 표현되기 때문에 다음과 같이 대수함수를 이용하여 변수를 추정할 수도 있다.

$$\frac{\partial \ln L(x_1, x_2, \dots, x_n; \theta)}{\partial \theta} = 0 \quad (2-21)$$

2-1-5 확률분포의 검증

모멘트법이나 최우도법 등으로 추정한 확률분포를 사용하기 위해서는 객관적 검증을 거쳐야 한다. 이것을 확률분포함수의 검증 또는 적합도 검정이라 한다. 추정분포의 검정에 사용되는 방법으로는 대표적으로 Kolmogorov - Smirnov 검정법과 χ^2 (Chi-square) 검정법 두 가지가 있다.

2-2 설계변수의 확률분포

2-2-1 방파제

방파제 신뢰성설계에 사용되는 확률변수로는 경사식 방파제의 경우 유의파고, 유의파주기, 파형경사, 피복재 중량, 사면경사 등이 있으며 케이슨식 방파제는 여기에 파력, 양력, 마찰계수, 제체중량 등이 추가 된다. 각 확률변수의 변동특성에 대해서는 항만구조물 신뢰성설계 표준서(방파제 편)을 참조할 수 있다.

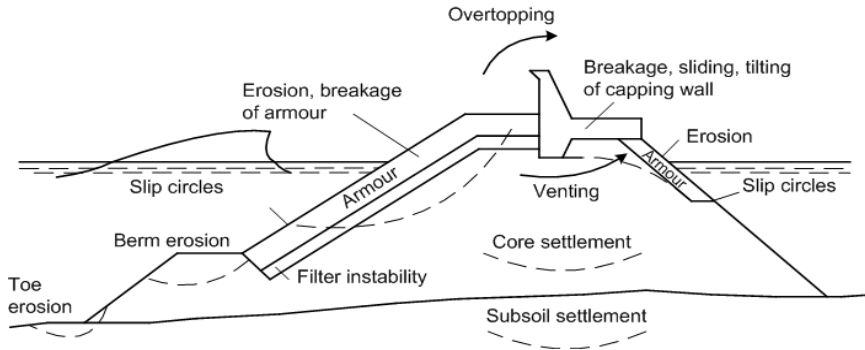
2-2-2 안벽

케이슨식 안벽의 설계 확률변수에는 전면조위, 잔류수위, 지진계수, 단위중량, 마찰계수, 토압, 활하중 등이 있으며 각 확률변수는 고유한 확률변동성을 가진다. 잔교식 안벽의 경우는 지반 반력계수, 항복응력, 집중하중 등이 추가된다. 각 확률변수의 확률적 변동성은 항만구조물 신뢰성설계 표준서(안벽 편)을 참조할 수 있다.

제 3 장 한계상태함수

3-1 경사식 방파제

3-1-1 사석식 경사제



그림(3-1) 경사제의 잠재적 파괴모드

사석제에 대한 Hudson의 중량 산정식을 이용하면 한계상태함수는 다음 식과 같이 정의된다.

$$Z_H = A_H \Delta D_n (K_D \cot \alpha)^{1/3} - H_s \quad (3-1)$$

여기서 A_H 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고, $\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1$, γ_s 와 γ_w 는 각각 피복재 및 해수의 단위중량, W 는 피복재의 중량, $\cot \alpha$ 는 제체의 경사, K_D 는 피해율(degree of damage)로 피복재의 종류, 쇄파 및 비쇄파, 피복층의 두께, 거치 방법 등에 의하여 결정되는 안정상수, H_s 는 유의설계파고이다.

동일하게 Van der Meer 중량 산정식을 이용하면 Van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식 (3.2)와 같이 정의된다.

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{0.18} \Delta D_n \cot \alpha^{0.5} s_{om}^{0.25} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{for Plunging} \quad (3-2a)$$

$$Z_{VR} = A_{VR} S^{0.2} P^{-0.13} \Delta D_n \cot \alpha^{(0.5-P)} s_{om}^{-0.5P} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{for Surging} \quad (3-2b)$$

여기서 A_{VR} 은 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 S 는 피해수준(damage level)을 나타내는 변수, P 는 피복층의 공극 정도를 나타내는 확률변수(permeability coefficient), s_{om} 는 파형경사(wave steepness), 그리고 N_w 는 입사파랑의 수(number of waves)이다. 식 (3-2)에는 식 (3-1)에서 고려할 수 없었던 주기 및 입사파수 등에 대한 영향 등이 포함되었다.

3-1-2 테트라포드(TTP)

Hudson 경험식의 한계상태함수는 이미 앞에서 제시한 사석재의 한계상태함수, 식 (3.1)과 동일하게 정의된다. 다만 피복재의 종류에 따라 맞물림(interlocking)의 정도가 다르기 때문에 K_D 가 다르게 정의되어야 한다.

Van der Meer가 TTP에 대하여 제시한 체체경사 1:1.5에 대하여 적용 가능한 중량 산정식을 이용하면 TTP에 대한 Van der Meer 경험식의 한계상태함수는 다음 식과 같이 정의된다.

$$Z_{VT} = A_{VT} \left(3.75 \frac{N_{od}^{0.5}}{N_w^{0.25}} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2} \Delta D_n - H_s \quad (3-3)$$

여기서, A_{VT} 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이고 N_{od} 는 피복재의 피해개수(number of displaced units within D_n) 이다.

3-1-3 cube 블록

Van der Meer의 cube 블록에 대한 경험식의 한계상태함수를 다음 식으로 제시하였다.

$$Z_C = A_C \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N_w^{0.3}} + 1.0 \right) s_{om}^{-0.1} \Delta D_n - H_s \quad (3-4)$$

A_C 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며, 다른 변수들은 앞에서 정의되었다.

3-1-4 dolos

dolos의 중량을 결정하기 위하여 Burcharth가 경험식을 제시하였다. 따라서 본 기준서에서는 Burcharth의 경험식에 대한 한계상태함수를 다음 식에 제시하였다.

$$Z_D = A_D \Delta D_n (47 - 72r) \phi D^{1/3} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{without superstructure} \quad (3-5a)$$

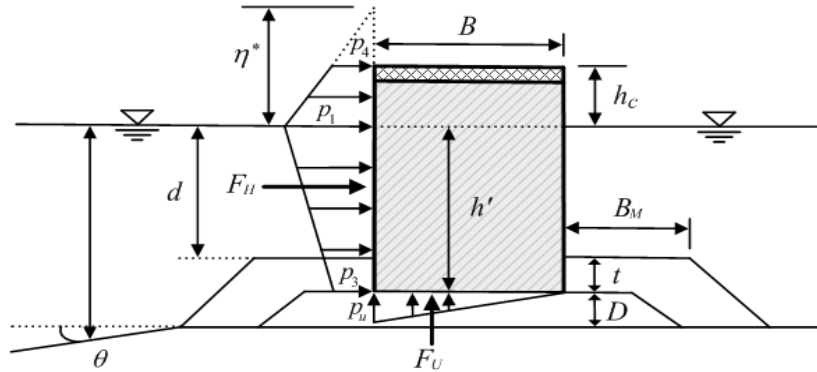
$$Z_D = A_D \Delta D_n (43 - 66r) \phi D^{1/3} N_w^{-0.1} - H_s, \quad \text{with superstructure} \quad (3-5b)$$

여기서, A_D 는 경험식 자체의 불확실성을 나타내기 위해 도입한 확률변수이며, r 은 dolos의 허리비(dolos waist ratio), ϕ 는 맞물림정그림(packing density)를 나타내는 변수, 그리고 D 는 일정 영역에서 정의된 dolos의 상대 피해개수(relative number of units)를 나타내는 변수이다.

3-2 케이슨식 방파제

3-2-1 활동

파압 작용시의 활동에 대한 안전성 평가 및 신뢰성 모형을 수립하기 위한 케이슨식 방파제의 단면 제원들이 그림(3-2)에 제시되었다.



그림(3-2) 케이슨식 방파제의 단면 제원

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 활동에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력과 자중의 관계로부터 다음 식과 같이 정의되는 안전계수, F_S 를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{f(W - F_U)}{F_H} \quad (3-6)$$

식 (3-6)은 파랑에 의하여 작용하는 수평파력 F_H 와 양압력 F_U 및 케이슨의 유효자중 W 의 합력에 의한 힘의 평형식으로부터 수립된 것이다. 여기서 f 는 케이슨과 사석 마운드 사이에서 발생하는 마찰계수로 활동이 진행 중일 때는 운동 마찰을 사용하여야 하나 자료가 불충분하기 때문에 본 연구에서는 정지 마찰계수를 사용하기로 한다.

여기서 식 (3-6)의 수평파력, F_H 와 양압력, F_U 는 다음 식과 같이 정의된다.

$$F_H = \frac{1}{2} [(p_1 + p_3)h' + (p_1 + p_4)h_c^*] \quad (3-7a)$$

$$F_U = \frac{1}{2} p_u B \quad (3-7b)$$

따라서 직립 케이슨의 벽면과 직각인 측과 입사각 β 를 가지고 내습하는 파랑에 의하여 작용되는 수평파압은 사다리꼴 분포를 따르고, 양압력인 경우는 삼각형 분포를 따른다는 Goda의 파압 산정식을 적용하게 구할 수 있다.

따라서 이하에서는 결정론적 설계법의 대안으로 제시되고 있는 신뢰성설계법의 근간이 되는 신뢰성 해석 모형을 설명하고자 한다. 먼저 혼성제 직립 케이슨의 활동을 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 다음 식과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_S = (W - C_U F_U) f - C_H F_H \quad (3-8)$$

여기서, C_U 와 C_H 는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006). 식 (3-8)은 파력의 불확실성을 직접 고려하기 위해 수립된 신뢰함수로 안전계수, $F_S = 1.0$ 을 만족한다. 현행의 결정론적 설계법에서는 안전계수를 20% 할증시키고 있는데, 이는 각각의 확률변수들이 갖게 되는 불확실성이 위험한 방향으로 나타날 수 있는 가능성에 대한 우려를 반영한 것이다. 그러나 이론적으로는 안전계수가 1.0을 초과하는 순간, 즉, 외력이 저항력보다 커지는 순간에 활동이 시작된다. 따라서 식 (3-8)의 신뢰함수가 $Z_S > 0$ 면 직립 케이슨은 이론적으로 안정한 상태가 되고, $Z_S < 0$ 은 불안정한 상태, 즉, 활동이 발생하는 파괴상태가 된다. 또한 신뢰성 해석에서 $Z_S = 0$ 을 만족하는 상태를 한계상태라 정의한다. 따라서 신뢰성 해석에서는 파괴상태가 발생하는 경우의 수를 불확실성을 갖는 관련 확률변수들의 통계적 특성을 이용하여 확률적으로 계산하는 문제가 된다. 그러므로 파괴확률을 계산하기 위해서는 각각의 확률변수들의 통계적 특성, 평균과 분산 그리고 분포특성들에 대한 자료가 필요하게 된다.

3-2-2 전도

결정론적 설계법에서 직립 케이슨의 전도에 대한 안전성은 파랑에 의하여 직립 케이슨에 작용하는 파력모멘트와 자중모멘트의 관계로부터 다음 식과 같이 정의되는 안전계수, F_S 를 이용하여 해석할 수 있다.

$$F_S = \frac{Mgt - M_U}{M_P} \quad (3-9)$$

여기서 M 은 케이슨의 질량(mass)이고, t 는 케이슨 하단 끝단에서 자중이 작용하는 점까지의 거리이고, 동일하게 케이슨 하단 끝단에 대한 수평 파력모멘트, M_P 와 양력모멘트, M_U 는 다음 식과 같이 정의된다.

$$M_P = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2} \quad (3-10a)$$

$$M_U = \frac{2}{3}F_U B \quad (3-10b)$$

케이슨식 방파제의 전도를 확률론적으로 해석하기 위한 신뢰함수는 식 (3-9)를 이용하여 다음 식과 같이 정의할 수 있다.

$$Z_O = (Mgt - V_U M_U) f - V_H M_P \quad (3-11)$$

여기서 V_U 와 V_H 는 파력산정 과정에 포함될 수 있는 불확실성을 추가적으로 고려하기 위하여 도입된 확률변수로 통계적으로는 편이(bias)에 해당한다(CEM., 2006).

3-2-3 지반지지력

간편 Bishop법에 의한 사석마운드 기초 상·하부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_b(X) = \sum \frac{(cb + W'\tan\phi)\sec\alpha}{1 + (\tan\alpha\tan\phi)} - \sum W\sin\alpha + \left(\frac{1}{R}\right)\sum Ha \quad (3-12)$$

$F.S$

여기서, W : 단위길이당 분할편의 전체중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도

R : 활동원의 반경

H : 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력

a : 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리

c : 비배수 전단강도(점성토) 또는 겔보기 점착력(사질토)

b : 분할편의 폭

W' : 단위길이당 분할편의 유효중량

ϕ : 사질토 지반의 내부마찰각

$F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

3-2-4 원호활동

기초지반이 연약한 경우는 벽체배면과 사석층의 임의 점을 통과하는 원호활동에 대한 안정검토가 필요하다. 이러한 원호활동 검토 시는 수정 Fellenius 방법에 의한 절편법을 이용하며 안정조건은 다음과 같다.

$$g = \sum (c'b + W'\cos^2\alpha\tan\phi')\sec\alpha - \sum W\sin\alpha + \frac{1}{R}\sum Ha \quad (3-13)$$

여기서, b : 분할편의 폭

$W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량

α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

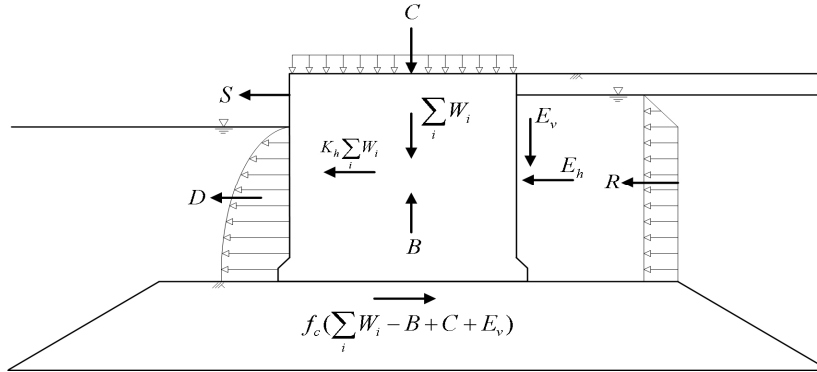
R : 활동원의 반경

H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력

a : H 의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

3-3 케이슨식 안벽

3-3-1 활동



그림(3-3) 중력식 안벽에 작용하는 하중

케이슨식 안벽의 활동과괴 해석을 위한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_s = f_c(\sum W_i - B + C + E_v) - (E_h + S + R + D + K_h \sum W_i) \quad (3-14)$$

여기서, f_c : 제체 저면과 마운드 사이의 마찰계수
 W_i : 제체중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)
 B : 제체의 수중부분에 의한 부력
 C : 상재하중
 E_v : 연직토압 합력
 E_h : 수평토압 합력
 S : 선박에 의한 전인력
 R : 제체 배면의 간류수위에 의한 합력
 D : 지진 시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
 K_h : 지진계수

3-3-2 전도

중력식 안벽의 전도 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_o(X) = \sum_i d_{W_i} W_i - d_b B + d_C C + d_{E_v} E_v - (d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_h} W_i) \quad (3-15)$$

여기서, W_i : 제체 중량(철근콘크리트, 무근콘크리트 및 채움석)
 B : 제체의 수중부분에 의한 부력
 C : 상재하중
 E_v : 연직토압 합력
 E_h : 수평토압 합력

- S : 선박에 의한 전인력
 R : 제체 배면의 잔류수위에 의한 합력
 D : 지진 시 제체 전면의 해수에 의한 동수압 합력
 K_h : 지진계수
 d_{W_i} : 제체 중량 W_i 의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
 d_B : 부력의 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
 d_C : 상재하중 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
 d_{E_v} : 연직토압 합력 작용중심과 제체 앞굽까지의 수평거리
 d_{E_h} : 수평토압 합력 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
 d_S : 선박전인력 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
 d_R : 잔류수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
 d_D : 동수압 합력의 작용중심과 제체 저면까지의 연직거리
 d_{K_i} : 제체중량 W_i 의 관성력 중심과 제체 저면까지의 연직거리

3-3-3 지지력

[1] 간편 Bishop법에 의한 방법

간편 Bishop법에 의한 사석마운드 기초 상·하부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_b(X) = \sum \frac{(cb + W' \tan \phi) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi)} - \sum W \sin \alpha + \left(\frac{1}{R} \right) \sum H a \quad (3-16)$$

$F.S$

- 여기서, W : 단위길이당 분할편의 전체중량
 α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각도
 R : 활동원의 반경
 H : 활동원 내의 토괴에 작용하는 수평외력
 a : 수평외력 작용점에서 활동원 중심까지의 거리
 c : 비배수 전단강도(점성토) 또는 겉보기 점착력(사질토)
 b : 분할편의 폭
 W' : 단위길이당 분할편의 유효중량
 ϕ : 사질토 지반의 내부마찰각
 $F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

[2] 하중분산법에 의한 방법

하중분산법에 의한 사석마운드 상부에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 각각 다음과 같다.

$$g_{bl}(X) = \begin{cases} q_a - \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) & \left(e < \frac{b}{6} \right) \\ q_a - \frac{4Q}{3(b-2e)} & \left(e > \frac{b}{6} \right) \end{cases} \quad (3-17)$$

여기서, q_a : 제체저면 허용지지력

Q : 연직력의 합계 $\left(= \sum_i W_i - B + C + E_v \right)$

b : 저면 폭(푸팅부 포함)

e : 저면지지력 합력의 편심거리 $\left(= \frac{b}{2} - \frac{M_R - M_S}{Q} \right)$

M_R : 저항모멘트 합 $\left(= \sum d_{W_i} W_i - d_B B + d_C C + d_E E_v \right)$

M_S : 외력모멘트 합 $\left(= d_{E_h} E_h + d_S S + d_R R + d_D D + K_h \sum d_{K_{hi}} W_i \right)$

사석마운드 하부 기초지반에서의 지지력 파괴모드에 대한 한계상태함수는 마운드 상부에서의 지반반력을 이용한 분산법을 적용하여 다음이 정의할 수 있다.

$$g_{b2}(X) = q_a - \left(\frac{b}{L} p_1 + \gamma_1 D \right) \quad (3-18)$$

여기서,

q_a : 기초지반의 허용지지력

R : 하중의 합력

e : R 의 편심량

γ_1' : 사석의 수중단위중량

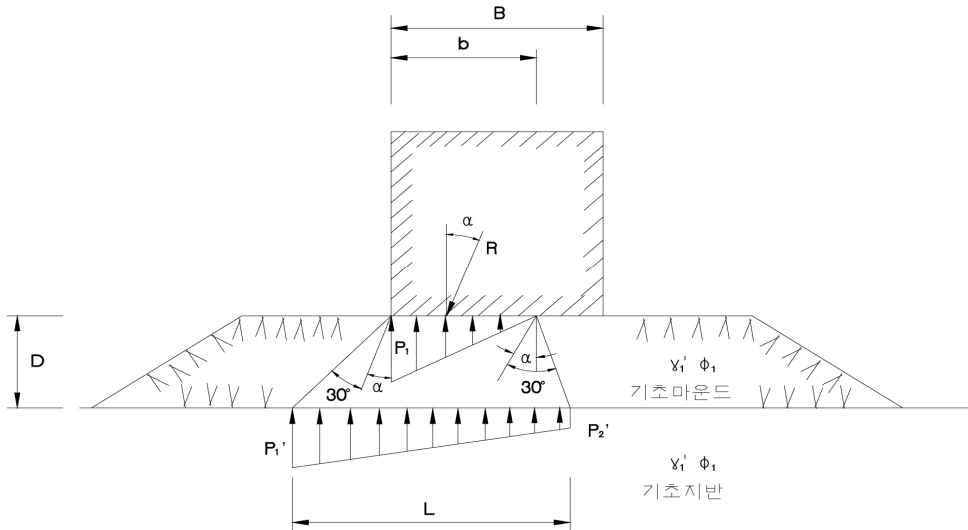
b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭

삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$

사다리꼴 분포 : $b = B$

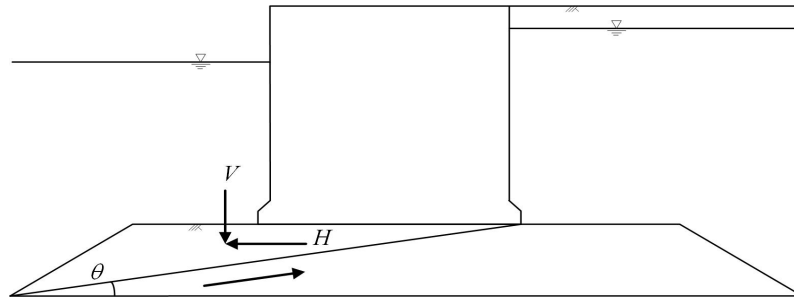
L : 기초지반 상부의 하중분포 폭

$$L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$$



그림(3-4) 마운드 상하부에서의 지반반력 계산

3-3-4 마운드 직선활동



그림(3-5) 중력식 안벽의 마운드 직선활동

사석마운드의 직선활동에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_m(X) = [V \cos \theta - H \sin \theta] f_m - [V \sin \theta + H \cos \theta] \quad (3-19)$$

여기서,

- V : 직선활동부에 작용하는 연직력의 합
 $(= \sum W_i - B + C + E_v + W_r)$
- H : 직선활동부에 작용하는 수평력의 합
 $(= K_h (\sum W_i + W_r) + S + E_h + R + D)$
- W_r : 직선활동에 의해 움직이는 마운드의 중량
- θ : 수평면과 활동면이 이루는 각
- f_m : 직선활동면의 마찰계수

3-3-5 원호활동

중력식 안벽의 배면과 기초지반에 대한 원호활동의 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_m(X) = \sum (c' b + W' \cos^2 \alpha \tan \phi') \sec \alpha - \sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a \quad (3-20)$$

여기서,

- c' : 배수 전단강도
- b : 분할편의 폭
- $W(W')$: 단위 길이당 분할편의 전체(유효)중량
- α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각
- R : 활동원의 반경
- H : 활동원호 내의 분할편에 작용하는 수평력
- a : H 의 작용점과 활동원의 중심 사이의 팔길이

3-3-6 지반의 침하

지반침하에 대한 한계상태는 계산된 침하량이 허용침하량과 같을 경우에 발생한다.

[1] 즉시침하

즉시침하에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_{S_i}(X) = S_a - S_i \quad (3-21)$$

여기서, S_a : 허용침하량

S_i : 즉시침하량

[2] 압밀침하

압밀침하에 대한 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_{S_c}(X) = S_a - S_c \quad (3-22)$$

여기서, S_c : 압밀침하량

3-4 잔교식 안벽

지진 시 잔교식 안벽의 주요 파괴모드로는 말뚝과 상판의 접합부에서 발생하는 최대응력에 의한 파괴이다. 말뚝의 지지력 부족에 의한 부등침하가 원인이 된 구조적 파괴와 상판의 모멘트에 의한 파괴 등이 있을 수 있으나 지진에 의한 파괴확률보다 매우 미미하다. 따라서 잔교식 안벽의 한계상태로 말뚝부재의 파괴를 이용하여 정의한다. 이를 이용한 잔교식 안벽의 한계상태함수는 다음과 같다.

$$g_p(X) = f_y - f_{\max} \quad (3-23)$$

여기서, f_y 와 f_{\max} 는 각각 부재의 항복응력과 최대응력이다. 이 식에서 최대응력은 외력(지진력)과 부재의 역학적 특성, 기하학적 특성 및 수평 지반반력계수의 함수이므로 이를 다음과 같이 다시 쓸 수 있다.

$$g_p(X) = f_y - f_{\max}(E, t, k_h, K_h, S) \quad (3-24)$$

여기서, E , t , k_h , K_h , S 는 각각 탄성계수, 부재 두께, 수평 지반반력계수, 지진계수 및 접안력이다.

제 4 장 신뢰성 설계법

4-1 level I 방법

4-1-1 정의

구조물의 신뢰성 설계에는 많은 절차와 노력, 그리고 이론적 배경에 대한 깊은 이해가 필요하다. 다시 말해 설계변수의 확률분포 특성을 규명하고 특정 파괴모드에 대한 한계상태함수를 정의하며 한계상태를 초과할 확률을 정량적으로 산정해야 한다. 수치적 방법을 이용하여 구한 한계상태 초과확률 즉 파괴확률이 허용파괴확률을 초과하지 않도록 설계를 반복적으로 수정해야 한다. 이러한 일련의 과정에는 신뢰성이론에 대한 이해와 함께 많은 노력이 수반된다. 이런 문제를 해결하기 위해 깊이 있는 신뢰성이론을 배제하면서도 설계확률변수의 변동성을 고려하기 위한 설계방법이 level I 방법이다. level I 방법에서는 파괴확률을 직접적으로 계산하지 않는다. 다만, 목표로 하는 파괴확률의 수준을 한계상태함수로서 고려함으로써 한계상태함수가 안정조건을 만족하면 목표파괴확률을 달성하는 것으로 여긴다. 또한, 설계변수의 확률변동성은 부분안전계수(partial safety factor)를 도입하여 고려한다.

4-1-2 설계절차

level I 방법의 설계절차는 다음과 같은 순서에 의한다. 우선, 구조물이 특정 파괴모드에 대하여 만족해야 할 파괴확률의 목표수준을 정한다. 파괴확률은 신뢰도지수와 일대일 대응하므로 파괴확률 수준을 이용하여 목표신뢰도지수를 설정한다. 다음으로 목표신뢰도지수를 이용하여 각 설계변수에 대응하는 부분안전계수를 산정한다. 산정된 부분안전계수를 각 설계변수에 곱하여 하중 및 저항치를 계산한다. 만일 하중치가 저항치보다 큰 값을 가지면 설계를 보강하여 재설계하고 그렇지 않으면 설계를 종료한다. 설계가 종료되면 해당 설계는 처음에 설정한 목표파괴확률보다 작은 파괴확률을 가진 것으로 간주한다. 그러나 저항치가 하중치에 비하여 월등히 큰 경우는 과다 설계의 우려가 있으므로 이 경우에도 설계를 수정하여 경제성을 확보하는 것이 좋다. 그러나 level I 방법은 다른 방법에 비하여 정확성을 기하기 어려우므로 보통의 경우 level I 방법으로 설계의 경제성을 확보하는 것은 합리적이지 않다.

level I 설계법의 안정성을 확보하기 위해서는 다음을 만족해야 한다.

$$R(\gamma_{X_i}^R X_{ik}) > S(\gamma_{X_i}^S X_{ik}) \quad (4-1)$$

여기서, X_{ik} 는 확률변수의 특성치이고 $\gamma_{X_i}^R$ 과 $\gamma_{X_i}^S$ 는 각각 저항함수와 하중함수에 대한 부분안전계수로서 목표신뢰도지수(target reliability index, B_T)와 설계변수의 확률변동성의 함수이며 모멘트법을 이용하면 다음과 같다.

$$\gamma_{X_i}^R = (1 - \alpha_{X_i} \beta_T V_{X_i}) \frac{\mu_{X_i}}{X_{ik}} \quad (4-2)$$

$$\gamma_{X_i}^S = (1 + \alpha_{X_i} \beta_T V_{X_i}) \frac{\mu_{X_i}}{X_{ik}} \quad (4-3)$$

여기서, α_{X_i} 는 설계변수에 대한 한계상태함수의 민감도, V_{X_i} 는 변동계수이다.

4-1-3 설계안정성 평가식

[1] 중력식 안벽

(1) 활동

level I 신뢰성설계에서는 부분안전계수를 적용한 저항치가 하중치보다 큰 값을 가질 때 안정성을 확보한 것으로 평가한다. 저항치와 하중치가 같아질 때를 한계상태로 정의하면 활동에 대한 한계 상태함수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_d(W_d - B_d + C_d + E_{vd}) > (I_d + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d) \quad (4-4)$$

여기서, 첨자 d 는 설계치를 의미하며 각각 다음과 같다.

f_d	: 제체 저면과 마운드 사이의 마찰계수
W_d	: 제체 중량
B_d	: 부력
C_d	: 상재하중
E_{vd}	: 토압합력의 연직성분
I_d	: 지진 시 관성력
S_d	: 선박견인력
E_{Hd}	: 토압합력이 수평성분
R_d	: 잔류수압 합력
D_d	: 동수압 합력

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} f_d &= \gamma_f f_k \\ W_d &= \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} \\ B_d &= r_w [(\gamma_{R_R} HWL + h) b_c + v_f] \\ C_d &= \gamma_C C_k \\ E_d &= \gamma_{E_{st}} E_{stk} + \gamma_A A_{k\gamma} K_{hk} \\ I_d &= \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} \\ S_d &= \gamma_S S_k \\ R_d &= \frac{1}{2} r_w \{(\gamma_{R_R} HWL + h)^2 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^2\} \\ D_d &= \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w (\gamma_{R_W} HWL + h)^2 \end{aligned}$$

여기서,

f_k	: 마찰계수 특성치
W_k	: 제체중량 특성치

HWL	: 약최고고조위
v_f	: 푸팅 부피
h	: 제체저면 수심
b	: 제체 폭
r_w	: 해수 단위중량
C_k	: 상재하중 특성치
E_{stk}	: 정적토압 특성치
A_k	: 지진계수에 대한 동적토압의 기울기 특성치
K_{hk}	: 지진계수 특성치
S_k	: 선박견인력 특성치
γ_X	: 설계치 X 의 부분안전계수

여기서 설계변수의 특성치는 현행설계법에 의한 설계치를 사용한다.

(2) 전도

전도 파괴모드의 level I 신뢰성 설계를 위한 안정조건은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_V} E_V > (d_I I_d + d_S S_d + d_{E_H} E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d) \quad (4-5)$$

여기서,

W_d	: 제체 중량
B_d	: 부력
C_d	: 상재하중
E_{Vd}	: 토압합력의 연직성분
I_d	: 지진 시 관성력
S_d	: 선박견인력
E_{Hd}	: 토압합력이 수평성분
R_d	: 잔류수압 합력
D_d	: 동수압 합력
d_I	: 하중 i 에 대한 모멘트 팔길이

(3) 지지력

① 간편 Bishop법

간편 Bishop법에 의한 지지력 파괴모드의 설계 안정조건은 다음과 같다.

$$\sum \frac{(c_d b + W_d' \tan \phi_d) \sec \alpha}{1 + (\tan \alpha \tan \phi_d)} > \frac{[\sum W_d \sin \alpha + (\frac{1}{R}) \sum H_d a]}{F.S} \quad (4-6)$$

여기서,

b	: 분할편의 폭
α	: 분할편 저면이 수평면과 이루는 각

R : 활동원의 반경
 a : H_d 의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이
 $F.S$: 간편 Bishop법에 의한 안전율

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} c_d &= \gamma_c c_k \\ W_d(W_d') &= \gamma_{\gamma'} \gamma_k^{(\gamma')} A_{slice} \\ \tan \phi_d &= \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k \\ H_d(\text{수평력의 설계치}) : E_{std}(\text{토압의 설계치}) \text{ 등} \\ E_{std} &= \gamma_{E_{st}} E_{stk} \end{aligned}$$

여기서,

c_k : 비배수 전단강도의 특성치
 $\gamma_k^{(\gamma')}$: (수중)단위중량의 특성치
 A_{slice} : 분할편의 단면적
 ϕ_k : 내부마찰각의 특성치
 E_{st_k} : 정적토압 특성치

② 하중분산법

가. 사석마운드

사석마운드 상부에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다.

만일 $e < \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{Q}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (4-7)$$

만일 $e > \frac{b}{6}$ 이면,

$$q_a > \frac{4Q}{3(b-2e)} \quad (4-8)$$

여기서,

$$\begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - \frac{(M_R - M_S)}{F_V} \\ Q &= W_d - B_d + C_d + E_{Vd} \\ M_R &= d_W W_d - d_B B_d + d_C C_d + d_{E_V} E_{Vd} \\ M_S &= d_I I_d + d_S S_d + d_E E_{Hd} + d_R R_d + d_D D_d \end{aligned}$$

나. 기초지반

사석마운드 하부 기초지반에서 지지력 파괴모드에 대한 설계 안정조건은 다음과 같다(그림 (4-2) 참조).

$$q_a > \left(\frac{b}{L}p_1 + \gamma_1 D\right) \quad (4-9)$$

여기서,

- q_a : 기초지반의 허용지지력
- Q : 하중의 합력
- e : R 의 편심량
- γ_1' : 사석의 수중단위중량
- b : 사석마운드 상부에서의 지반반력 분포 폭
삼각형 분포 : $b = 3(B/2 - e)$
사다리꼴 분포 : $b = B$
- L : 기초지반 상부의 하중분포 폭
 $L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)]$

(4) 마운드 직선활동

level I 신뢰성 설계법에 의한 마운드 직선활동의 안정조건은 다음과 같다.

$$(V_d \cos \theta - H_d \sin \theta) f_{md} > V_d \sin \theta + H_d \cos \theta \quad (4-10)$$

여기서,

$$V_d = W_d - B_d + C_d + E_{Vd} + W_{rd}$$

$$H_d = \gamma_{K_h} K_h (I_d + W_{rd}) + S_d + E_{Hd} + R_d + D_d$$

(5) 원호활동

중력식 안벽의 배면과 기초지반에 대한 원호활동의 level I 안정식은 다음과 같다.

$$\sum (c_d' b + W_d' \cos^2 \alpha \tan \phi_d') \sec \alpha > \sum W_d \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H_d a \quad (4-11)$$

여기서,

- b : 분할편의 폭
- α : 분할편 저면이 수평면과 이루는 각
- R : 활동원의 반경
- a : H_d 의 작용점과 활동원 중심 사이의 팔길이

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$c_d' = \gamma_c c_k'$$

$$W_d(W_d') = \gamma_\gamma \gamma_k^{(\gamma)} A_{slice}$$

$$\tan \phi_d' = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi_k'$$

$$H_d(\text{수평력의 설계치}) : R_d(\text{잔류수압의 설계치}) + E_{st_d}(\text{토압의 설계치})$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \{ (\gamma_{R_R} HWL + h)^2 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^2 \}$$

$$E_{std} = \gamma_{E_{st}} E_{st_k}$$

여기서,

- c_k' : 비배수 전단강도의 특성치
- $\gamma_k^{(r)}$: (수중)단위중량의 특성치
- A_{slice} : 분할편의 단면적
- ϕ_k' : 내부마찰각의 특성치
- HWL : 약최고고조위
- h : 제체저면 수심
- r_w : 해수 단위중량
- E_{st_k} : 정적토압 특성치

(6) 지반의 침하

level I 신뢰성 설계법에 의한 지반침하의 안정조건은 다음과 같다.

① 즉시침하(등분포 직사각형하중에 의한 침하)

$$S_a > p_d B \frac{(1 - \nu_d^2)}{E_d} I_p \quad (4-12)$$

여기서,

- S_a : 허용침하량
- p_d : 등분포하중의 설계치
- B : 직사각형 폭
- ν_d : 흙의 포아슨비에 대한 설계치
- E_d : 흙의 탄성계수에 대한 설계치
- I_p : 침하량에 대한 영향계수. 직사각형의 길이/폭(L/B) 비

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$p_d = \gamma_p p_k$$

$$\nu_d = \gamma_\nu \nu_k$$

$$E_d = \gamma_E E_k$$

여기서,

- p_k : 등분포하중의 특성치
- ν_k : 흙의 포아슨비에 대한 특성치
- E_k : 흙의 탄성계수에 대한 특성치

② 압밀침하(C_c 법)

$$S_a > \frac{C_{cd}}{1 + e_{0d}} \cdot H \cdot \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad (4-13)$$

여기서,

S_a : 허용침하량

H : 압밀층 두께

P_0 : 유효상재하중

ΔP : 유효상재하중 증가량

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$C_{cd} = \gamma_{C_c} C_{ck}$$

$$e_{0d} = \gamma_{e_0} e_{0k}$$

여기서,

C_{ck} : 압축지수의 특성치

e_{0k} : 초기간극비의 특성치

[2] 잔교식 안벽

level I 신뢰성 설계법에 의한 잔교식 안벽의 응력에 대한 안정성 평가는 부분안전계수를 적용한 저항력(항복응력)의 설계치 및 하중(최대응력)의 설계치를 이용하여 다음과 같이 정의한다.

$$f_{yd} > f_{\max d}(K_{hd}, k_{hd}) \quad (4-14)$$

여기서, 첨자 d 는 설계 검토치를 의미하며 각각 다음과 같다.

f_{yd} : 항복응력의 설계 검토치

$f_{\max d}$: 최대응력의 설계 검토치

K_{hd} : 지진계수의 설계 검토치

k_{hd} : 수평 지반반력계수의 설계 검토치

위 식에서 각 확률변수(X)에 대한 설계 검토치(X_d)는 부분안전계수(γ)와 특성치(X_k)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$f_{yd} = \gamma_f f_{yk}$$

$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk}$$

$$k_{hd} = \gamma_a a_k k_{h0}$$

여기서,

- f_{yk} : 항복응력의 특성치
- K_{hk} : 지진계수의 특성치
- a_k : 지반반력계수비의 특성치
- k_{h0} : 지반반력계수
- γ_{fy} : 항복응력 부분안전계수
- γ_{Kh} : 지진계수에 대한 부분안전계수
- γ_a : 수평 지반반력계수비의 부분안전계수

4-2 level II 방법

4-2-1 정의

아래와 같이 한계상태함수가 음인 영역 즉, 파괴영역, $g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0$ 에서 결합 확률밀도 함수를 적분하면 파괴확률을 산정할 수 있다.

$$P_f = \int_{g(X) < 0} f_{X_1, X_2, \dots, X_n}(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1, dx_2 \dots dx_n \quad (4-15)$$

그러나 다양한 확률변수에 대한 결합 확률밀도함수를 구하는 것은 현실적으로 쉽지 않으며, 이러한 결합 확률밀도함수가 존재하더라도 파괴영역에서 이를 적분하는 것 또한 언제나 가능한 것은 아니다. 이러한 문제를 해결하기 위해 확률변수의 평균, 표준편차 등 1, 2차 모멘트만을 이용하여 고차의 한계상태함수를 저차의 근사함수로 변형하여 신뢰성해석을 수행하는 방법이 level II법이다. 따라서, level II방법에서는 파괴확률의 정확해를 구하는 것이 아니라 단지 근사치를 구하는 방법이다. 그럼에도 불구하고 level II법이 유용한 것은 해석에 소요되는 시간적 비용이 비교적 적으며 이에 반해 파괴확률 산정의 오차가 공학적 관점에서 크지 않은 특징이 있기 때문이다.

4-2-2 평균일계이차모멘트법(MVFOSM)

$$X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^T \quad (4-16)$$

$$\mu_X = \{\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}\}^T \quad (4-17)$$

확률변수의 평균(1차 모멘트)과 표준편차(2차 모멘트)만을 이용하여 파괴확률을 산정하는 방법이 평균일계이차모멘트법이다. 이 방법은 한계상태함수의 근사함수를 구함에 있어 각 확률변수의 평균치를 이용한다. 평균치를 이용한 한계상태 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X) = g(\mu_X) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\mu_X} (x_i - \mu_{x_i}) \quad (4-18)$$

근사함수에 대한 평균과 표준편차를 구하면 각각 다음과 같다.

$$\mu_{\bar{g}} = g(\mu_X) \quad (4-19)$$

$$\sigma_{\bar{g}} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2_{\mu_X} \sigma_{x_i}^2} \quad (4-20)$$

신뢰함수의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수 및 파괴확률은 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_{\bar{g}}}{\sigma_{\bar{g}}} = \frac{g(\mu_X)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2_{\mu_X} \sigma_{x_i}^2}} \quad (4-21)$$

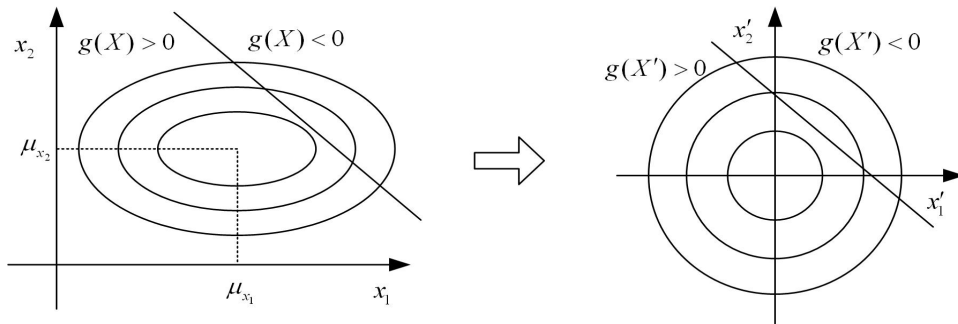
$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4-22)$$

여기서, Φ 는 표준정규분포에 대한 누적확률분포함수이다.

4-2-3 일계신뢰도법(FORM)

파괴확률 산정의 정확도를 높이기 위하여 파괴가능성이 가장 높은 확률변수를 이용하여 한계 상태함수를 근사화 하는 방법이다.

[1] 표준 확률변수



그림(4-1) 확률변수 표준화

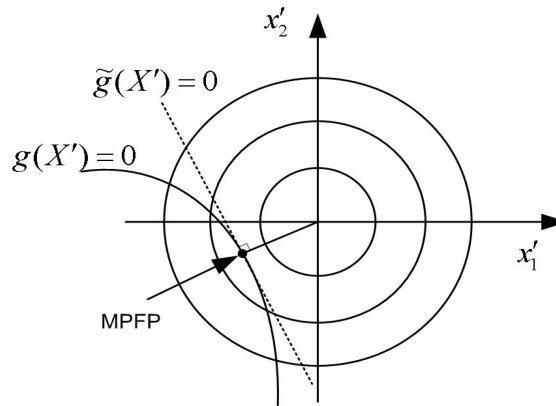
일계신뢰도법을 적용하기 위하여 모든 확률변수를 아래와 같은 표준확률변수로 변환한다.

$$X' = \frac{X - \mu_X}{\sigma_X} \quad (4-23)$$

표준확률변수로의 변환은 모든 확률변수의 평균을 좌표의 원점으로 변환하고 표준편차를 1.0으로 통일시키기 때문에 파괴확률을 구하기가 용이하게 된다.

[2] 한계상태함수의 근사화

그림에서 한계상태함수 $g(X')$ 에 의한 파괴확률은 비선형 영역에 대한 확률밀도함수의 적분과 같다. 이를 오차가 가장 작게 근사화 하는 방법은 원점에서 $g(X')=0$ 인 곳까지의 최단거리에 있는 점에 대하여 근사함수 $\tilde{g}(X)=0$ 를 구하여 이 근사함수에 의한 파괴확률을 구하는 것이다. $\tilde{g}(X)=0$ 의 면은 $g(X')=0$ 의 면과 접하면서 원점으로부터 그은 직선에 대하여 직각을 이룬다. 이와 같이 $g(X')=0$ 의 면 상에 존재하는 동시에 원점에서 최단거리에 있는 점을 설계점(design point) 또는 최확파괴점(most probable failure point, MPFP)이라 한다.



그림(4-2) 한계상태함수 근사화

[3] 신뢰도지수

일차근사화한 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 에 의한 파괴확률은 그림(4-3)의 빗금친 부분의 면적과 같으며 설계점(MPFP)과 원점사이의 거리를 d 라 하면 다음과 같이 산정된다.

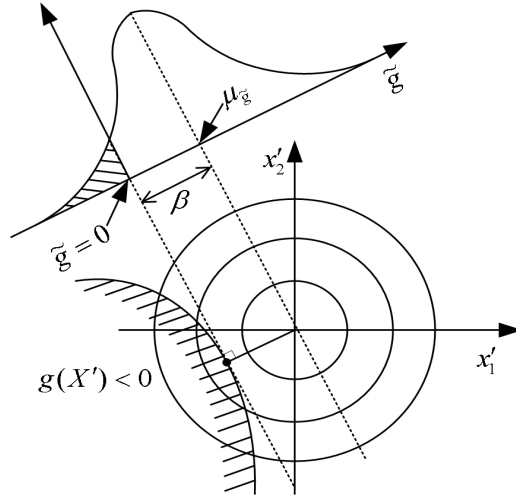
$$P_f = \Phi(-d) \quad (4-24)$$

한편, 설계점 벡터는 거리 d 를 이용하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$X^{*'} = -d\alpha \quad (4-25)$$

여기서, α 는 X' 축 상에서의 방향여현으로 i 번째 성분은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*}{\sqrt{\sum_i \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)_*^2}} \quad (4-26)$$



그림(4-3) FORM법의 신뢰도지수

설계점 상에서는 $g(X^*)=0$ 이므로 설계점을 이용한 한계상태함수의 근사함수는 다음과 같다.

$$\tilde{g}(X') = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right) (X_i' - X_i^{*'}) \quad (4-27)$$

표준확률변수 X_i' 의 표준편차는 1.0이므로 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 의 평균과 표준편차를 이용한 신뢰도지수는 다음과 같다.

$$\beta = \frac{\mu_{\tilde{g}}}{\sigma_{\tilde{g}}} = \frac{-\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right) X_i^{*'}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)^2}} = -\sum_{i=1}^n \alpha_i X_i^{*'} \quad (4-28)$$

한편, 위에서 $X_i^{*'} = -d\alpha_i$ 이므로 이 관계를 적용하면

$$\beta = -\sum_{i=1}^n \alpha_i X_i^{*'} = -\sum_{i=1}^n \alpha_i (-\alpha_i d) = d \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = d \quad (4-29)$$

즉, X' 평면상의 설계점에서 원점까지의 거리 d 는 일계근사 한계상태함수 $\tilde{g}(X')$ 의 신뢰도지수와 같다. 따라서 신뢰도지수를 이용한 설계점은 다음과 같다.

$$X^{*'} = -\alpha\beta \quad (4-30)$$

각 확률변수에 대하여 이를 다시 표현하면 다음과 같다.

$$X_i^* = \mu_{X_i} - \alpha_i \sigma_{X_i} \beta \quad (4-31)$$

설계점은 한계상태함수의 파괴면 상에 존재하므로 위 식을 $g(X)=0$ 에 대입하여 신뢰도지수를 구할 수 있다.

[4] 등가모멘트

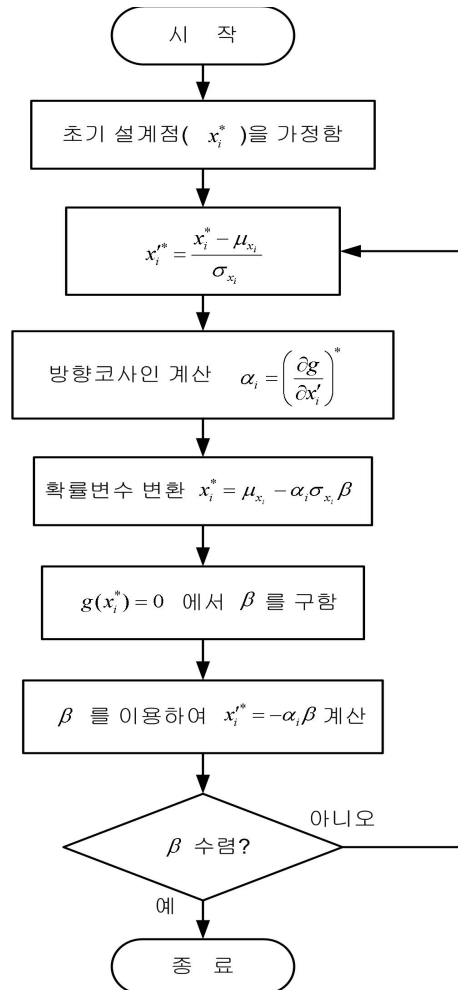
정규분포를 따르지 않는 확률변수의 경우에는 누적확률분포(F_{X_i})와 확률밀도함수(f_{X_i})가 등가의 정규 분포함수와 같도록 하는 평균($\mu_{X_i}^N$) 및 표준편차($\sigma_{X_i}^N$)를 다음과 같이 구하여 사용한다.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\left[\Phi^{-1}\left\{F_{X_i}(x_i^*)\right\}\right]}{f_{X_i}(x_i^*)} \quad (4-32)$$

$$\mu_{X_i}^N = x_i^* - \Phi^{-1}\left[F_{X_i}(x_i^*)\right]\sigma_{X_i}^N \quad (4-33)$$

[5] 설계절차

FORM방법의 신뢰성해석 순서는 그림과 같다.



그림(4-4) FORM법의 순서도

표(4-1) FORM방법의 신뢰성해석 순서

- 단계 1. 설계변수의 확률분포를 추정 및 검증한다.
- 단계 2. 초기 설계점(x_i^*)을 평균(μ_{x_i})으로 가정한다. ($i = 1, 2, \dots, n$)
- 단계 3. 확률변수를 표준화 한다. ($x_i' = (x_i - \mu_{x_i}) / \sigma_{x_i}$)
- 단계 4. 설계점에서 $\alpha_i = \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)^* / \sqrt{\sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_k'} \right)^{2*}}$ 를 구한다.
- 단계 5. 설계점을 신뢰도지수의 함수로 표현한다. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$
- 단계 6. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$ 을 $g(X)=0$ 에 대입하여 β 를 구한다.
- 단계 7. β 가 수렴조건을 만족하면 해석을 끝내고 그렇지 않으면 다음 단계를 수행한다.
- 단계 8. $x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$ 를 이용하여 새로운 설계점을 구한다.
- 단계 9. 단계 4를 수행한다.

4-2-4 응답면기법

신뢰성해석 시 한계상태함수는 변위 또는 응력을 이용하여 정의한다. 특히, 잔교식 안벽에서는 중력식 구조물과 달리 변위 또는 응력이 설계변수의 음함수 형태로 존재한다. 즉, 설계변수를 이용하여 유한요소해석을 수행한 결과로 변위 또는 응답을 구할 수 있고 한계상태함수는 이 구조해석 결과를 이용하여 정의해야 한다. 그러므로 AFOSM과 같은 방법을 적용하여 신뢰도지수를 구하기 위해서는 우선 한계상태함수를 설계변수의 양함수로 표현하는 이른바 응답면(response surface)을 구해야 한다. 응답면을 구한 후 기존의 level II 신뢰성해석법을 적용하는 것이 응답면기법에 의한 신뢰성해석법이다. 응답면 기법에 의한 한계상태함수를 설계변수의 음함수 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$g(X) = R(X_1, X_2, \dots, X_n) - S(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (4-34)$$

여기서, $R(\cdot)$ 는 저항함수, $S(\cdot)$ 는 하중함수를 의미하며, X_i 는 설계변수이다. 설계변수의 양함수로 표현된 한계상태함수에 FORM법을 적용하면 신뢰도지수를 구할 수 있다.

4-3 level III 방법

4-3-1 정의

level II 방법은 한계상태함수를 근사화 하여 파괴확률을 구하므로 해석의 경제성을 확보할 수 있으나 선형화과정에서 오차가 발생하므로 파괴확률의 근사치만을 구할 수 있다. 한계상태함수가 고차의 비선형함수로 표현될수록 선형화과정의 오차가 커진다. 반면 level III 방법은 한계상태함수를 근사화 하지 않고 파괴확률을 구하는 방법으로 파괴확률의 정확해를 구할 수 있다. 이론적으로는 파괴영역에서($g(X) < 0$) 결합 확률밀도함수를 직접 적분하여 파괴확률을 구할 수 있으나 결합 확률밀도함수를 구하는 것과 이것을 직접 적분하는 것은 모두 현실적으로 어렵기 때문에 수치적 모사방법을 사용한다.

4-3-2 해석 방법

수치적 모사방법으로는 확률변수를 무작위로 추출하여 파괴확률을 구하는 몬테카를로 모사법(crude Monte Carlo simulation)과 보다 효율적인 추출방법으로 해석시간을 단축할 수 있는 중요도 추출법(importance sampling)이 있다. 몬테카를로 모사법은 각 확률변수의 분포특성을 이용하여 그림과 같이 무작위로 설계 후보점(design candidate)을 생성시킨다. 생성된 후보점들을 이용하여 한계상태함수로 평가를 수행하면 파괴영역에 존재하는 후보점 조합의 개수를 산정할 수 있다. 이 개수를 전체 추출 후보점의 개수로 나누면 파괴확률을 구할 수 있다. 그러나 이 방법은 파괴확률이 매우 작은(예: $\beta > 4$) 문제에서는 파괴확률을 구하기 위해 상당히 많은 설계 후보점을 추출해야 하기 때문에 해석 시간이 길어지는 문제점이 있다. 만일 상대적으로 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구할 경우 신뢰구간이 넓어져 결과에 대한 신뢰도가 낮게 된다. 참고로 n개의 설계 후보점을 이용한 모사법에서 95% 신뢰수준에 대한 파괴확률의 신뢰구간은 다음과 같다.

$$\hat{P}_f - 1.96 \sqrt{\frac{\hat{P}_f(1-\hat{P}_f)}{n}} < P_f < \hat{P}_f + 1.96 \sqrt{\frac{\hat{P}_f(1-\hat{P}_f)}{n}} \quad (4-35)$$

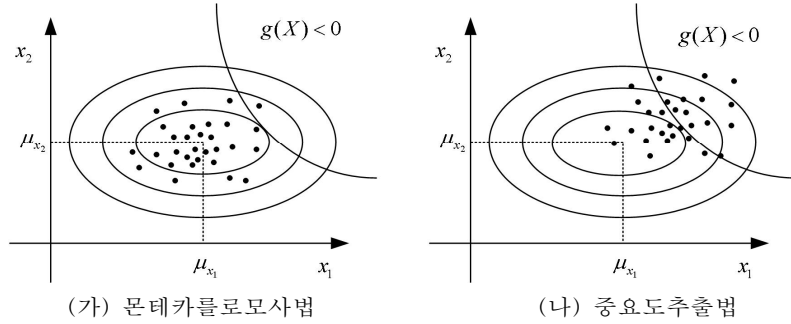
해석의 효율성을 높이기 위해 보다 적은 설계 후보점을 이용하여 파괴확률을 구하는 방법이 중요도 추출법이다. 중요도 추출법에서는 설계 후보점을 추출함에 있어 각 확률변수의 확률밀도 함수를 파괴면 상에서 평균을 갖는 새로운 확률밀도함수 $I_X(x)$ 를 이용한다. 이를 적분식으로 표현하면 다음과 같다.

$$P_f = \int_{g(X) < 0} f_X(x) dx = \int_{g(X) < 0} W(X) I_X(x) dx \quad (4-36)$$

단, 여기서 $W(X)$ 는 가중치 함수로서 다음과 같은 관계가 있다.

$$W(X) = \frac{f_X(x)}{I_X(x)} \quad (4-37)$$

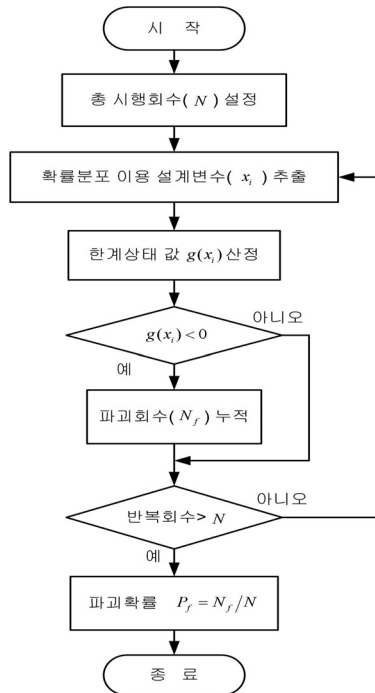
몬테카를로 모사법에서는 누적된 파괴회수를 총 해석회수로 나누어 파괴확률을 산정하지만 중요도 추출법에서는 파괴회수 누적치와 가중치를 곱함으로써 적은 해석회수로도 파괴확률 산정의 정확도를 높일 수 있다. 특히, $I_X(x)$ 는 파괴점을 평균으로 갖는 확률밀도함수이므로 level II에서 구한 파괴점을 이용하여 정의할 수 있다. 이를 확률변수 평면상에서 살펴보면 그림과 같이 몬테카를로 모사법에서는 설계 후보점이 파괴면과 거리가 있기 때문에 파괴회수가 충분히 많이 누적 되려면 해석 횟수를 늘려야 하지만 중요도 추출법에서는 파괴면 주위에서 해석을 수행하므로 적은 해석회수로도 파괴회수를 비교적 많이 누적시킬 수 있다.



그림(4-5) 모사법의 추출형태

4-3-3 설계절차

몬테카를로 모사법의 해석절차를 순서도로 표현하면 그림과 같다. 그림에서 산정된 파괴확률의 정확도를 높이기 위해서는 총 시행회수를 가능한 크게 설정해야 하며 설계 후보점을 추출함에 있어 주어진 확률분포를 따르도록 하는 것이 중요하다.

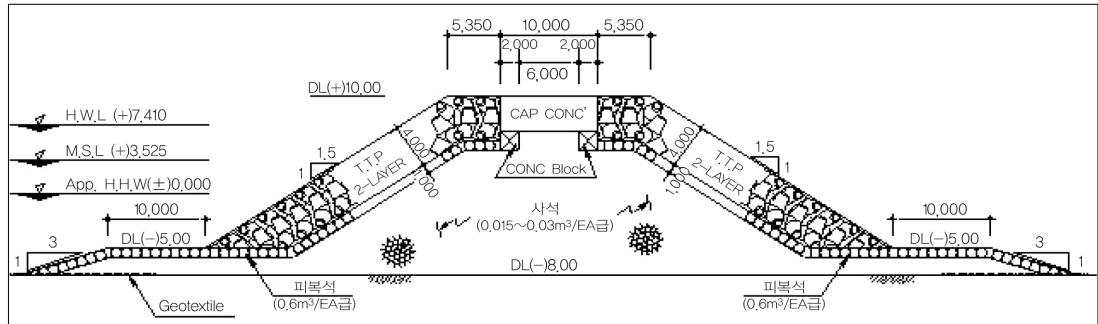


그림(4-6) 모사법의 해석순서도

제 5 장 신뢰성 설계사례

5-1 방파제 신뢰성설계

본 절에서는 군산항에 대한 기존 “결정론적 안전을 설계법”에 대해서 검토하고 설계 자료를 바탕으로 “신뢰성 설계”를 수행하였다. 설계자료는 한국해양연구원에서 실시한 ‘항만시설물의 안정성 평가 및 보수·보강 방안 수립(2010년)’ 연구자료를 사용하였으며, 군산항 북방파제(1) 제두부의 피복재 소요질량과 구조물 안정검토를 실시하였다.



그림(5-1) 군장신항만 북방파제(해양수산부, 1996)

5-1-1 결정론적 설계법

경사제방파제 구간은 Hudson공식과 Van der Meer공식 중 최댓값을 적용하여 각 구간별 피복재 소요질량을 산정한다.

[1] 쇄파대 검토

구조물 위치의 쇄파대, 비쇄파대 여부를 판정하여 피복재의 소요질량산정에 적용하기 위하여 쇄파여부를 검토한다. 이를 검토하기 위하여 대상지역의 평균수심을 기준으로 쇄파수심을 산정한다.

(1) 환산심해파고(H_0') 산정

$H_{1/3}(m)$	$T_{1/3}(sec)$	$D_s(m)$	$L_0(m)$	D_s/L_0	$H_{1/3}/H_0'$	H_0'	비고
3.80	6.46	16.42	65.1	0.252	0.9330	4.07	

(2) 쇄파고(H_b) 산정

$H_0'(m)$	해저경사 m (1:50)	H_0'/gT^2	H_b/H_0'	H_b	비고
4.07	0.02	0.0100	0.97	3.95	

* shore protection manual p.7-7, figure 7-3참조

(3) 쇄파수심(D_b) 산정

H_b	해저경사 m	H_b/gT^2	α	β	$D_s(m)$
3.95	0.02	0.0097	1.575	1.245	16.4

* shore protection manual p.7-6, figure 7-2참조

(4) 쇄파여부검토결과

구 분	쇄파수심(m)	구조물 축조수심(m)	검토결과
북방파제(1) 제두부	4.92 ~ 6.22	16.40	비쇄파대

여기서, $(D_b)_{\max} = \alpha \times H_b = 1.575 \times 3.95 = 6.22$,

$(D_b)_{\min} = \beta \times H_b = 1.245 \times 3.95 = 4.92$.

[2] 피복재 중량산정

$$\text{피복재 소요질량 } M = \frac{\rho_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-1)$$

여기서, M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀그림(t/m^3)

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고(m)

N_s : 피복재의 형상, 경사 또는 피해율 등에 의해 결정되는 계수(안정수)

- Hudson 공식 적용 시 : $N_s^3 = K_D \cot \alpha$

- Van der Meer 공식 적용 시 : $N_s = \frac{H_{1/3}}{\Delta D_n} = \left[\frac{3.75 N_{od}^{0.5}}{N^{0.25}} + 0.85 \right] S_{om}^{-0.2}$

(1) 검토 조건

파고($H_{1/3}$)	주기($T_{1/3}$)	설계고조위	전면수심(m)
3.80	6.46	DL(+)7.416	DL(-)9.000

(2) 피복재 질량 산정방법

구 분	산정방법	비고
Hudson 공식	K_D 값에 의한 안정계수 ($N_{S3} = K_D \cot \alpha$)	항·설 p161
Van der Meer 공식	$N_S = \max(N_{spl}, N_{ssr})$	항·설 p161

(3) 피복재 중량산정

① 허드슨(Hudson) 공식

파력을 받는 사면의 표면에 피복하는 사석 또는 블록의 안정질량

$$M = \frac{\rho_r \cdot H_{1/3}^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (5-2)$$

여기서,

K_D : 피복재 또는 피해를 등에 의해 결정되는 계수

α : 사면의 경사각

표(5-1) 피복재 질량을 결정하기 위한 K_D 값 (항·설 P167)

피복재	n	거치	안정계수 K_D		
			쇄파	비쇄파	경사
매끈하고 둥근사석	2	난적	1.2	2.4	1.5~3.0
"	>3	난적	1.6	3.2	"
거칠고 모가 있는 돌	2	난적	2.0	4.0	1.5
	>3		2.2	4.5	2.0 3.0
거칠고 모가 있는 돌	2	특별한 것	5.8	7.0	
평면육면체 돌	2	"	7.0~20.0	8.5~24.0	
테트라포드(tetrapod)	2	난적	7.0	8.0	1.5
퀘드리포드(quadripod)					2.0
					3.0
트라이바(tribar)	2	난적	9.0	10.0	1.5
					2.0
					3.0
돌로스(dolos)	2	난적	15.8	31.8	2.0
					3.0
모디파이드큐브	2	난적	6.5	7.5	
헥사포드(hexapod)	2	"	8.0	9.5	
토스케인(toskane)	1	"	11.0	22.0	
트라이바(tribar)	1	정적	12.0	15.0	

□ 피복재 질량 산정

$\rho_r(t/m^3)$	$H_{1/3}(m)$	K_D	S_r	$\cot \alpha$	M(t)	T.T.P규격(실질량)	
2.30	3.80	8.0	2.233	1.50	8.416	10.0 t	(9.20)

② Van der Meer 공식

파의 특성을 포함한 피복석의 안정질량 산정식

$$M = \frac{\rho_r \cdot H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-3)$$

여기서,

M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

H : 안정계산에 사용하는 파고

N_s : 피복재의 형상, 경사 또는 피해율에 의해 결정되는 계수

여기서,

$$N_s = (3.75 N_{od}^{0.5} / N^{0.25} + 0.85) S_{om}^{-0.2}$$

(handbook of port and harbor engineering (Gregory P.Tsinker, P1033))

N_{od} : 피복재의 피해율 = 0.30(반테미어 제시값)

$$N_{od} \begin{cases} 0 & : \text{for no damage} \\ 0.25 \sim 0.5 & : \text{for hudson 5\% damage level} \\ 1.5 & : \text{for seevere damage} \end{cases}$$

N : 작용하는 파의 수

$$S_{om} : \text{파형 경사 } 2\phi H_{1/3} / g T_m^2$$

$$T_m : \text{평균주기 } (= 0.9 T_{1/3} \sim 0.8 T_{1/3}) \quad \therefore 0.9 T_{1/3} \text{ 적용}$$

$H_{1/3}$	N_{od}	N	S_{om}	T_m	N_s
3.80	0.30	1000	0.072	5.81	2.06

□ 피복재 질량 산정

$\rho_r(t/m^3)$	$H_{1/3}(m)$	N_s	S_r	M (t)	T.T.P규격(실질량)
2.30	3.80	2.06	2.233	11.560	16.0 t (14.49 t)

5-1-2 신뢰성 설계법

(1) 허드슨(Hudson) 공식

허드슨 공식을 한계상태함수로 정의하면 다음 식(5.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$G = M K_D \cot \alpha (S_r - 1)^3 - \rho_r H_{1/3}^3 \quad (5-4)$$

여기서,

M : 사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)

K_D : 피복재 또는 피해를 등에 의해 결정되는 계수

$\cot \alpha$: 제체의 경사

S_r : 사석 또는 블록의 해수에 대한 비중

ρ_r : 사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)

$H_{1/3}$: 안정 계산에 사용하는 유의파고(m)

T.T.P에 대한 Hudson 공식의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력 자료를 표(5-2)에 제시하였다.

표(5-2) T.T.P 신뢰성 해석의 입력자료(Hudson 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	distribution
M	8.416	0.421	normal
K_D	8.00	-	-
$\cot \alpha$	1.5	0.100	normal
S_r	2.233	0.085	normal
ρ_r	2.30	0.115	normal
$H_{1/3}$	3.80	0.190	gumbel

level II AFOSM 신뢰성 해석법을 수행하여 각 확률변수들의 방향여현(direction cosine)을 구하였다. 방향여현은 각 변수들이 파괴확률에 미치는 영향의 정도를 나타내는 것이다. 또한 표(5-2)에 나타난 입력자료와 level II 해석을 통해 얻은 방향여현을 이용하여 목표수준에 따라 부분안전계수를 산정하였고 이를 표(5-3)에 제시하였다. 부분안전계수는 설계기준식의 표현에 따라 다르게 나타날 수 있으므로 사용 시 주의가 요구된다. 또한 산정된 부분안전계수를 통해 T.T.P의 최소소요질량(t), M을 구하였다.

$$G = \gamma_M M K_D \gamma_{\cot \alpha} \cot \alpha (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3 - \gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3 > 0 \quad (5-5)$$

$$M > \frac{\gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3}{\gamma_M K_D \gamma_{\cot \alpha} \cot \alpha (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3} \quad (5-6)$$

표(5-3) 목표신뢰도지수에 따른 각 변수들의 부분안전계수(Hudson 공식)

목표신뢰도지수, β_T				2.32	1.64	1.28	0.84	0.25
목표파괴확률, $(P_f)_T(\%)$				1	5	10	20	40
설계변수		α_{X_i}	COV	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}
M	사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소절량(t)	0.137	0.050	0.984	0.988	0.991	0.994	0.998
$\cot\alpha$	제체의 경사	0.137	0.066	0.978	0.985	0.988	0.992	0.997
S_r	사석 또는 블록의 해수에 대한 비중	0.831	0.038	0.929	0.950	0.961	0.974	0.992
ρ_r	사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)	-0.133	0.05	1.015	1.011	1.008	1.005	1.001
$H_{1/3}$	안정계산에 사용하는 유의파고(m)	-0.502	0.05	1.058	1.041	1.032	1.021	1.006
신뢰성 설계에 의한 최소소요절량(t)				8.227	6.836	6.207	5.524	4.736

(2) 반데미어(Van der Meer) 공식

앞에서 제시한 반데미어(Van der Meer) 공식을 설계기준식 형태로 정의하면 식 (5-7)~(5-8)로 나타낼 수 있다.

$$G = M N_s^3 (S_r - 1)^3 - \rho_r H_{1/3}^3 \quad (5-7)$$

$$M = \frac{\gamma_x^Q \rho_r H_{1/3}^3}{\gamma_x^R N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (5-8)$$

식 (5-7)의 T.T.P에 대한 Van der Meer 공식의 설계기준식을 이용하여 신뢰성 해석을 수행하기 위해 사용된 입력자료를 표(5-4)에 제시하였다.

표(5-4) T.T.P 신뢰성 해석의 입력자료(Van der Meer 공식)

X_i	μ_{X_i}	σ_{X_i}	distribution
M	11.560	0.578	normal
N_s	2.06	-	-
S_r	2.233	0.085	normal
ρ_r	2.30	0.115	normal
$H_{1/3}$	3.80	0.190	gumbel

설계기준식 (5-7)과 표(5-4)를 이용하여 신뢰성 해석법으로 수행된 해석 결과를 다음 표(5-5)에 제시하였다.

$$G = \gamma_M M N_s^3 (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3 - \gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3 > 0 \quad (5-9)$$

$$M > \frac{\gamma_{\rho_r} \rho_r (\gamma_{H_{1/3}} H_{1/3})^3}{\gamma_M N_s^3 (\gamma_{S_r} S_r - 1)^3} \quad (5-10)$$

표(5-5) 목표신뢰도지수에 따른 각 변수들의 부분안전계수(Van der Meer 공식)

목표신뢰도지수, β_T				2.32	1.64	1.28	0.84	0.25
목표파괴확률, $(P_f)_T(\%)$				1	5	10	20	40
설계변수		α_{X_i}	COV	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}	γ_{X_i}
M	사석 또는 블록의 안정에 필요한 최소질량(t)	0.169	0.050	0.980	0.986	0.989	0.992	0.997
S_r	사석 또는 블록의 해수에 대한 비중	0.751	0.038	0.933	0.953	0.963	0.976	0.992
ρ_r	사석 또는 블록의 밀도(t/m^3)	-0.165	0.05	1.019	1.013	1.010	1.007	1.002
$H_{1/3}$	안정계산에 사용하는 유의파고(m)	-0.616	0.05	1.071	1.050	1.039	1.025	1.007
신뢰성 설계에 의한 최소소요질량(t)				14.46	11.98	10.85	9.63	8.23

5-2 안벽 신뢰성설계

5-2-1 중력식 안벽

[1] 설계조건

신뢰성설계 대상 구조물의 제원은 아래의 표 5.6과 같다. 약최고고조위는 3.873m이고 간조위는 0.0m이다. 현행설계법에서 전면조위는 안벽에 가장 위험한 경우를 대상으로 하며, 본 설계대상 구조물은 저조위에서(A.L.L.W)에서 가장 위험하므로 저조위를 전면조위로 하였다. 이 경우 부분안전계수를 적용하지 않는다. 잔류수위는 고조위(A.H.H.W)와 저조위(A.L.L.W)의 1/3~2/3 사이에서 결정하도록 현행설계법에서 규정하고 있으며 대부분 조위차의 1/2을 적용한다.

표(5-6) 설계사례의 안벽제원

설계변수	특성치	평균치비	변동계수	비고(단위)
마찰계수(f_c)	0.6	1.06	0.15	-
철근콘크리트(W_{rc})	590	0.98	0.02	kN
무근콘크리트(W_c)	1,760	1.02	0.02	kN
채움석(W_f)	4,255	1.02	0.04	kN
전면조위비(R_W)	0.0	0.60	0.30	m
잔류수위비(R_R)	1.937	0.66	0.35	m
지진계수(K_h)	0.0445	-	-	-
정적토압(E_{st})	113.2	1.00	0.10	kPa

재현주기 T 년에 해당하는 지진계수 K_h^T 는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$K_h^T = F_{K_h}^{-1}(1 - 1/T) \quad (5-11)$$

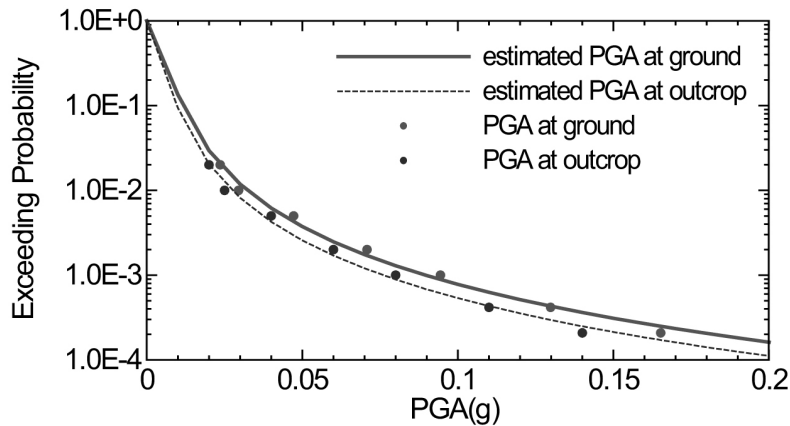
여기서, $F_{K_h}^{-1}(\cdot)$ 는 누적분포함수의 역함수이다. 지진계수가 type II 분포를 따른다면 지진계수는 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$K_h^T = v \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right]^{-\frac{1}{k}} \quad (5-12)$$

여기서, k, v 는 대상지역의 재현주기에 따른 지진계수를 이용하여 추정할 수 있다. 광양항 부근의 지진구역 I, 지반조건 S_c 에 해당하는 최대지진가속도를 지진재해도로부터 구하면 표(5-7)과 같다. 이를 이용하여 회귀분석을 수행하면 그림(5-2)와 같은 초과확률을 얻을 수 있다. 지진계수에 대한 type II 극치분포 함수의 변수는 지표면에 대하여 $k = 2.2194, v = 0.0056$ 이다.

표(5-7) 재현주기에 따른 지진계수

재현주기(년)	최대지진가속도(g)	
	암반노두(outcrop)	지표(surface)
50	0.025	0.030
100	0.040	0.047
200	0.055	0.065
500	0.075	0.089
1000	0.110	0.130
2400	0.170	0.201
4800	0.190	0.224



그림(5-2) 최대지진가속도와 초과확률

만일 재현주기 100년(내진 I등급, 기능수행수준)에 해당하는 지진을 설계지진으로 적용할 경우는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_h^{100} = 0.0056 \times \left[\ln \left(\frac{100}{100-1} \right) \right]^{-\frac{1}{2.2194}} = 0.0445 \quad (5-13)$$

[2] 신뢰성설계

(1) 활동

level I 신뢰성설계법을 이용하여 중력식 안벽의 활동 안정성을 평가하기 위해 민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수를 2.4(지진 시)로 설정하면 부분안전계수는 표(5-8)과 같다. 물론 부분안전계수는 대상으로 하는 구조물의 제원에 대한 함수이므로 설계치에 따라 달라질 수 있으며 목표신뢰도지수에 의해 영향을 받는다.

표(5-8) 활동에 대한 부분안전계수(지진 시)

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_c)	0.2440	0.15	1.06	0.96
철근콘크리트(W_{rc})	0.0031	0.02	0.98	0.97
무근콘크리트(W_c)	0.0097	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0611	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0749	0.30	0.60	0.57
잔류수위비(R_R)	-0.1591	0.35	0.66	0.75
지진계수(K_h)	-0.9502	-0.48	-5.38	0.51
정적토압(E_{st})	-0.0533	0.10	1.00	1.02

앞에서 구한 부분안전계수와 각 요소하중을 이용하여 설계검토치를 계산하면 다음과 같다.

$$f_d = \gamma_f f_k = 0.96 \times 0.6 \\ = 0.576$$

$$\sum W_{id} = \sum \gamma_{W_i} W_{ik} = 0.97 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0 \\ = 736.55(t/m)$$

$$B_d = r_w \left[(\gamma_{R_R} HWL_k + h) b_c + v_f \right] = 1.03 \times [(0.75 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0] \\ = 380.36(t/m)$$

$$E_{hd} = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.02 \times 113.2 + 507.9 \times 0.51 \times 0.0445 \\ = 126.99(t/m)$$

$$E_{vd} = E_{hd} \tan(\delta) = 126.99 \times \tan(15^\circ) \\ = 34.03(t/m)$$

$$\sum I_{id} = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.51 \times 0.0445 \times 736.55 \\ = 16.72(t/m)$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \{ (\gamma_{R_R} HWL_k + h)^2 - (\gamma_{R_W} HWL_k + h)^2 \} \\ = \frac{1}{2} \times 1.03 \times \{ (0.75 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.57 \times 3.873 + 18.6)^2 \} \\ = 15.19(t/m)$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w (\gamma_{R_W} HWL_k + h)^2 \\ = \frac{7}{12} \times 0.51 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.57 \times 3.873 + 18.6)^2 \\ = 5.90(t/m)$$

이상의 결과를 이용하여 중력식 안벽의 활동 저항력 설계치(F_{Rd})와 외력의 설계치(F_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$F_{Rd} = f_d(W_d - B_d + E_{vd}) = 224.77(t/m) \\ F_{Sd} = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 164.80(t/m)$$

즉, 활동에 대한 안벽체체의 저항력 설계치가 외력의 설계치보다 크므로 설계사례의 중력식 안벽은 지진 시 활동파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 level I 신뢰성설계에 의한 안정성을 확보한 것으로 평가할 수 있다.

(2) 전도

전도에 대한 신뢰성설계를 위한 각 하중의 모멘트 팔길이는 $d_{W_{rc}}=10.4m$, $d_{W_c}=10.4m$, $d_{W_f}=10.4m$, $d_B=10.4m$, $d_{E_v}=18.8m$, $d_{E_h}=8.02m$, $d_{K_{hc}}=10.5m$, $d_{K_{bc}}=22.25m$, $d_{K_{hf}}=10.5m$ 등이다. 민감도계수, 변동계수, 평균치비 및 목표신뢰도지수(지진 시: 3.1)를 적용한 결과 부분안전계수는 표(5-9)와 같다.

표(5-9) 전도에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	0.0015	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0026	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0292	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0165	0.30	0.60	0.59
잔류수위비(R_R)	-0.0640	0.35	0.66	0.71
지진계수(K_h)	-0.9974	-0.33	-33.37	0.98
정적토압(E_{st})	-0.0058	0.10	1.00	1.00

표의 부분안전계수와 요소하중별 모멘트를 이용하여 지진 시 저항모멘트와 전도모멘트의 검토치를 계산하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned}\sum d_i W_{id} &= 10.4 \times (0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0) \\ &= 7666.26(t \cdot m/m)\end{aligned}$$

$$d_B B_d = 10.4 \times 377.40 = 3924.96(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned}d_{E_h} E_{hd} &= d_{E_h} \times (\gamma_{E_d} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk}) \\ &= 8.02 \times (1.00 \times 113.2 + 507.9 \times 0.98 \times 0.0445) \\ &= 1085.50(t \cdot m/m)\end{aligned}$$

$$d_{E_v} E_{vd} = 18.8 \times \tan(15^\circ) \times \frac{1085.50}{8.02} = 681.81(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned}\sum d_i I_i &= \gamma_{K_h} K_h (d_{K_{hc}} \gamma_{W_{rc}} W_{rc} + d_{K_{hc}} \gamma_{W_c} W_c + d_{K_{hf}} \gamma_{W_f} W_f) \\ &= 0.98 \times 0.0445 \times (10.5 \times 0.98 \times 59.0 + 22.25 \times 1.02 \times 176 + 10.5 \times 1.02 \times 490) \\ &= 429.53(t \cdot m/m)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_R R_d &= \frac{1}{6} r_w \{ (\gamma_{R_R} HWL + h)^3 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^3 \} \\ &= \frac{1}{6} \times 1.03 \times \{ (0.71 \times 3.873 + 18.6)^3 - (0.59 \times 3.873 + 18.6)^3 \} \\ &= 106.74(t \cdot m/m)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_D D_d &= \frac{7}{30} \gamma_{K_h} K_h r_w (\gamma_{R_W} HWL + h)^3 \\ &= \frac{7}{30} \times 0.98 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.59 \times 3.873 + 18.6)^3 \\ &= 95.48(t \cdot m/m)\end{aligned}$$

이상의 각 모멘트를 이용하여 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$M_{Rd} = d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v = 4423.11(t \cdot m/m)$$

$$M_{Sd} = d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d = 1717.25(t \cdot m/m)$$

지진 시 저항모멘트 설계치가 전도모멘트 설계치보다 크기 때문에 설계사례의 중력식 안벽은 지진 시 전도과괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 3.1의 level I 신뢰성설계 안정성을 만족하는 것으로 평가할 수 있다.

(3) 지지력

제체 저면지지력의 부분안전계수는 목표신뢰도지수를(지진 시 2.4)를 적용한 경우 표(5-10)과 같다. 지진 시 저면 지지력 안정성을 level I 신뢰성설계법에 의해 검토하기 위해 표(5-10)의 부분안전계수를 적용하여 하중의 설계치를 계산하면 다음과 같다.

$$W_d = \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0 \\ = 737.14(t/m)$$

$$B_d = r_w [(\gamma_{R_R} HWL + h) b_c + v_f] = 1.03 \times [(0.72 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0] \\ = 378.35(t/m)$$

$$E_{hd} = \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.55 \times 0.0445 \\ = 126.76(t/m)$$

$$E_{vd} = E_{hd} \tan(\delta) = 126.76 \times \tan(15^\circ) \\ = 33.97(t/m)$$

표(5-10) 지지력에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
철근콘크리트(W_{rc})	-0.0021	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	-0.0084	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	-0.0409	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0879	0.30	0.60	0.56
잔류수위비(R_R)	-0.1134	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9877	-0.51	-2.67	0.55
정적토압(E_{st})	-0.0453	0.10	1.00	1.01

$$I_d = \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.55 \times 0.0445 \times 737.14 \\ = 18.04(t/m)$$

$$R_d = \frac{1}{2} r_w \{(\gamma_{R_R} HWL + h)^2\} \\ = \frac{1}{2} \times 1.03 \times \{(0.72 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.56 \times 3.873 + 18.6)^2\} \\ = 13.45(t/m)$$

$$D_d = \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w (\gamma_{R_W} HWL + h)^2 \\ = \frac{7}{12} \times 0.55 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.56 \times 3.873 + 18.6)^2 \\ = 6.34(t/m)$$

또한, 저항모멘트와 전도모멘트의 설계치를 구하면 다음과 같다.

$$\sum d_i W_{id} = 10.4 \times (0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 176.0 + 1.02 \times 490.0) \\ = 7666.26(t \cdot m/m)$$

$$d_B B_d = 10.4 \times 378.35 = 3934.84(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned} d_{E_h} E_{hd} &= d_{E_h} \times (\gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk}) \\ &= 8.02 \times (1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.55 \times 0.0445) \\ &= 1016.64(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$d_E E_{vd} = 1016.64 \times \tan(15) \times 18.8 \times \frac{1}{8.02} = 638.56(t \cdot m/m)$$

$$\begin{aligned} \sum d_{I_i} I_d &= \gamma_{K_h} K_h (d_{K_{rc}} \gamma_{W_{rc}} W_{rc} + d_{K_c} \gamma_{W_c} W_c + d_{K_{hf}} \gamma_{W_f} W_f) \\ &= 0.55 \times 0.0445 \times (10.5 \times 0.98 \times 59.0 + 22.25 \times 1.02 \times 176 + 10.5 \times 1.02 \times 490) \\ &= 241.06(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_R R_d &= \frac{1}{6} r_w \{ (\gamma_{R_R} HWL + h)^3 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^3 \} \\ &= \frac{1}{6} \times 1.03 \times \{ (0.72 \times 3.873 + 18.6)^3 - (0.56 \times 3.873 + 18.6)^3 \} \\ &= 141.81(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_D D_d &= \frac{7}{30} \gamma_{K_h} K_{h,kr} r_w (\gamma_{R_W} HWL + h)^3 \\ &= \frac{7}{30} \times 0.55 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.56 \times 3.873 + 18.6)^3 \\ &= 52.70(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

이상의 각 모멘트를 이용하여 연직하중 설계치(Q_d), 저항모멘트 설계치(M_{Rd})와 전도모멘트 설계치(M_{Sd})를 구하면 다음과 같다.

$$Q_d = W_d - B_d + E_{vd} = 737.14 - 378.35 + 33.97 = 392.76(t/m)$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= d_W W_d - d_B B_d + d_{E_v} E_v \\ &= 766.26 - 3934.84 + 638.56 = 4369.98(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= d_I I_d + d_{E_h} E_{hd} + d_R R_d + d_D D_d \\ &= 241.06 + 1016.64 + 141.81 + 52.70 = 1452.21(t \cdot m/m) \end{aligned}$$

연직력과 모멘트 설계치를 이용하여 편심거리를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{Q_d} = \frac{20.8}{2} - \frac{4369.98 - 1452.21}{392.76} = 2.97(m)$$

편심거리가 $\frac{b}{6}$ ($=3.47$)보다 작기 때문에 저면의 응력은 삼각형분포를 하며 최댓값은 다음과 같다.

$$q_{\max} = \frac{Q_d}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{392.76}{20.8} \left(1 + \frac{6 \times 2.97}{20.8} \right) = 35.06(t/m^2)$$

제체 저면의 최대응력 설계치(q_{\max})가 허용지지력($50t/m^2$)보다 작기 때문에 안벽제체는 지진 시 지지력 파괴모드에 대하여 목표신뢰도지수 2.4의 level I 신뢰성설계 안정성을 충족시킨다.

(4) 마운드 직선활동

안벽의 마운드에 대한 직선활동 설계사례를 적용하여 목표신뢰도지수(지진 시 2.4)를 적용한 경우 부분안전계수는 표(5-11)과 같다.

표(5-11) 직선활동에 대한 부분안전계수(지진 시)

구 분	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
마찰계수(f_m)	0.2417	0.15	1.06	0.95
철근콘크리트(W_{rc})	0.0023	0.02	0.98	0.98
무근콘크리트(W_c)	0.0070	0.02	1.02	1.02
채움석(W_f)	0.0443	0.04	1.02	1.02
전면조위비(R_W)	0.0574	0.30	0.60	0.58
잔류수위비(R_R)	-0.1227	0.35	0.66	0.72
지진계수(K_h)	-0.9589	-0.448	-3.23	0.07
정적토압(E_{st})	-0.0419	0.10	1.00	1.02
마운드사석(W_r)	0.0049	0.04	1.02	1.02

지진 시 부분안전계수를 적용하여 각 하중 및 저항력의 설계치를 계산하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} W_d &= \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.98 \times 59.0 + 1.02 \times 490.0 + 1.02 \times 62.0 \\ &= 800.38(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_d &= r_w \left[(\gamma_{R_R} HWL + h) b_c + v_f \right] = 1.03 \times [(0.72 \times 3.873 + 18.6) \times 16.8 + 8.0] \\ &= 378.35(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{hd} &= \gamma_{E_{st}} E_{stk} + A \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.01 \times 113.2 + 507.9 \times 0.07 \times 0.0445 \\ &= 115.91(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{vd} &= E_{hd} \tan(\delta) = 115.91 \times \tan(15^\circ) \\ &= 31.06(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_d &= \gamma_{K_h} K_{hk} \sum \gamma_{W_{ik}} W_{ik} = 0.07 \times 0.0445 \times 800.38 \\ &= 2.49(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_d &= \frac{1}{2} r_w \{ (\gamma_{R_R} HWL + h)^2 - (\gamma_{R_W} HWL + h)^2 \} \\ &= \frac{1}{2} \times 1.03 \times \{ (0.72 \times 3.873 + 18.6)^2 - (0.58 \times 3.873 + 18.6)^2 \} \\ &= 11.79(t/m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_d &= \frac{7}{12} \gamma_{K_h} K_{h,k} r_w (\gamma_{R_w} HWL + h)^2 \\
 &= \frac{7}{12} \times 0.07 \times 0.0445 \times 1.03 \times (0.58 \times 3.873 + 18.6)^2 \\
 &= 0.81(t/m)
 \end{aligned}$$

위의 하중 계산 결과를 이용하여 마운드 직선활동에 대한 연직력(V_d) 및 수평력(H_d)을 계산하면 다음과 같다.

$$V_d = W_d - B_d + E_{vd} = 800.38 - 378.35 + 31.06 = 453.09(t/m)$$

$$H_d = I_d + E_{hd} + R_d + D_d = 2.49 + 115.91 + 11.79 + 0.81 = 131.0(t/m)$$

마지막으로 직선활동에 대한 저항력의 설계치(N_R) 및 하중의 설계치(N_S)는 각각 다음과 같다.

$$\begin{aligned}
 N_R &= (V_d \cos \theta - H_d \sin \theta) f_{md} = [453.09 \times \cos(8.3^\circ) - 131.0 \times \sin(8.3^\circ)] \times 0.76 \\
 &= 326.37(t/m)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_S &= V_d \sin \theta + H_d \cos \theta = 453.09 \times \sin(8.3^\circ) + 131.0 \times \cos(8.3^\circ) \\
 &= 195.03(t/m)
 \end{aligned}$$

마운드직선활동에 대한 지진 시 level I 신뢰성결과 저항력의 설계치가 하중의 설계치보다 크므로 목표신뢰도지수 2.4의 안정성을 확보했다고 평가할 수 있다.

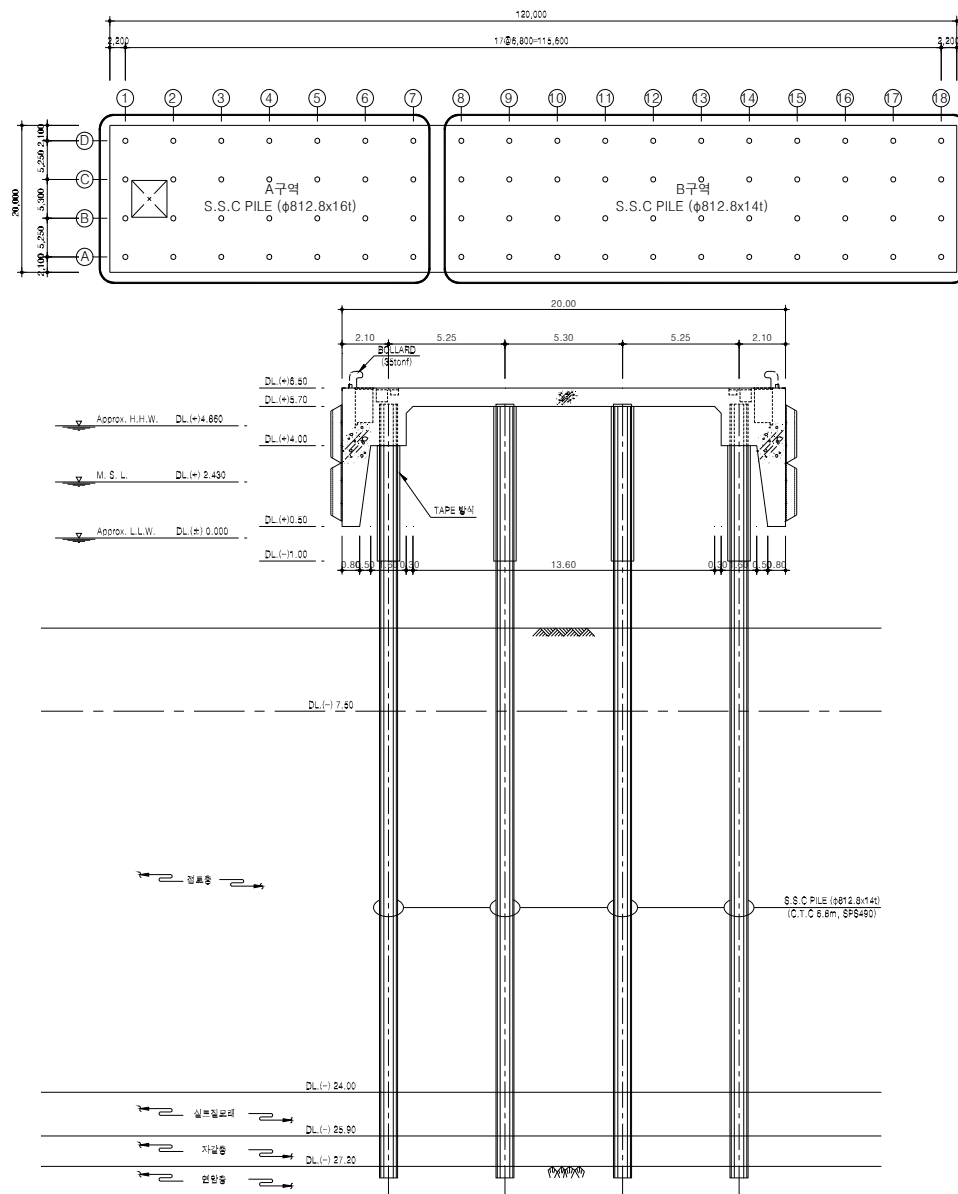
5-2-2 잔교식 안벽

[1] 설계조건

신뢰성 설계사례로 그림(5-3)의 단면을 가지는 돌체식 잔교구조물을 사용하였다. 이 구조물은 횡방향 4개와 종방향 18개, 총 72개의 강관파일로 구성된 직항식 구조물로서 약최저저조위 아래 27.2m의 암반층까지 시공되며 상판으로는 철근콘크리트가 사용되었다. 그리고 상판 양단에는 방충재 설치가 가능하도록 철근콘크리트 구조물을 상판과 연결하였다. 각 부위별 규격 및 단면특성은 표(5-12)와 같다.

표(5-12) 부재의 규격 및 단면특성

구 분	위 치	규 격	비 고
강 관 파 일	1~7열	Ø812.8×16t	부식 2mm 고려
	8~18열	Ø812.8×14t	
보	1~17열	1200×800	
	A~D열	1200×800	
슬래브		800mm thk.	

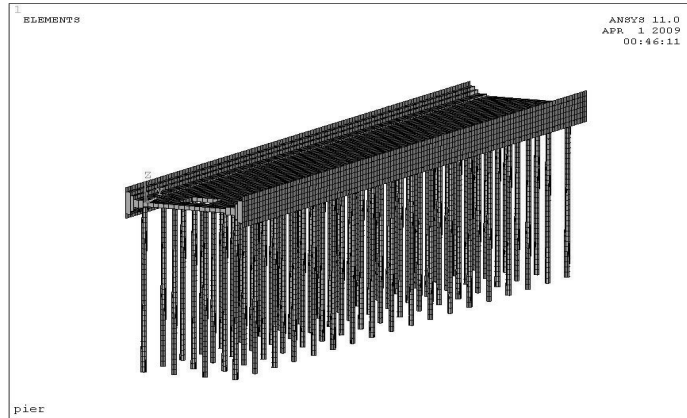


그림(5-3) 잔교식 안벽 평면도 및 단면도

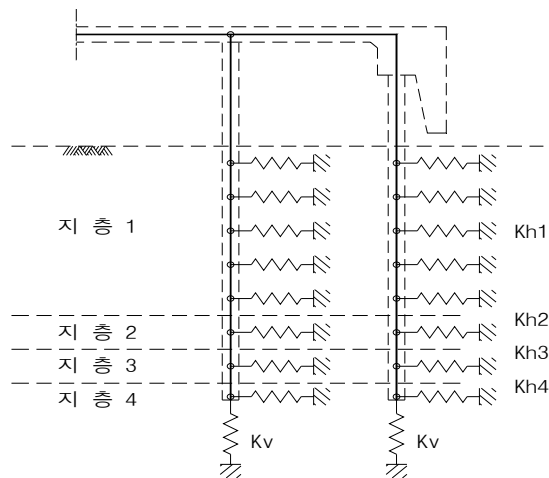
[2] 신뢰성설계

(1) 구조해석

그림(5-4)는 잔교식 안벽의 구조해석을 위한 유한요소모델을 보여주고 있다. 말뚝은 보요소를 이용하고 상판은 쉘요소를 이용하여 모델링하였다. 말뚝 주변지반은 그림(5-5)와 같이 지반반력계수에 의한 탄성스프링이 말뚝에 연결되어 있는 것으로 가정하였다. 지반모델링 시 고려한 지층별 지반반력계수와 적용심도는 표(5-13)과 같다.



그림(5-4) 잔교식 안벽의 유한요소모델



그림(5-5) 지반경계 모델링 방법

표(5-13) 적용심도별 지반반력계수

구 분	지반반력 계수(kN/m ³)	적용심도(m)
해성점토	1,500	(0~9)
해성점토	8,000	(9~18)
실트질 모래	39,000	(18~20)
자갈층	57,000	(20~21)
연암	500,000	(21~)

(2) 확률변수

지반반력계수를 모두 각기 독립적인 확률변수로 고려하면 확률변수의 수가 지나치게 많아져 해석이 복잡하게 된다. 이것을 방지하기 위해 5개의 지층별 대표값(k_{h0})과 지반반력계수비(a_k)를 이용하여 지반반력계수(k_h)를 정의하였다.

$$k_h = a_k k_{h0} \quad (5-14)$$

여기서, 지층별 대표값 k_{h0} 는 상수이며 지반반력계수비 a_k 는 대수정규분포를 따르는 확률변수이다. 지진계수는 극치분포를 따르고 나머지 설계변수는 모두 정규분포를 따른다고 가정하였다. 지반종류는 S_c 로서 증폭계수 1.18을 적용하여 지표에서의 최대지진가속도를 산정할 수 있다. 기존 설계방법에서 사용하는 설계치를 특성치로 사용하고 확률변수의 분포특성을 정리하면 표와 같다.

표(5-14) 안벽의 확률특성

설계변수	특성치(X_k)	평균치(μ_X)	변동계수(V_X)	확률분포
지진계수(K_h)	0.061	$k = 2.2194, v = 0.0056$		극치분포
지반반력계수비(a_k)	1.0	1.0	0.755	대수정규분포
항복응력(f_y)	315.0	377.0	0.08	정규분포

(3) 부분안전계수를 이용한 신뢰성설계

민감도와 변동계수 및 평균치비를 이용하고 목표신뢰도지수 3.0에 대한 부분안전계수는 표(5-15)와 같다. 부분안전계수를 적용하여 설계 검토치를 구하면 그 값은 다음과 같다.

표(5-15) 부분안전계수

설계변수	α_X	V_X	μ_X/X_k	γ_X
지진계수(K_h)	-0.9976	-0.372	-12.579	1.430
지반반력계수비(a_k)	0.0297	0.630	1.0616	1.002
항복응력(f_y)	0.0622	0.080	1.1968	1.179

$$f_{yd} = \gamma_f f_{yk} = 1.179 \times 315 = 371.39 (MPa)$$

$$K_{hd} = \gamma_{K_h} K_{hk} = 1.430 \times 0.061 = 0.0872$$

$$k_{hd} = \gamma_{a_k} a_k k_{h0} = 1.002 \times k_{h0} = 1.002 k_{h0}$$

$$f_{maxd} = f_{max}(0.0872, 1.002 k_{h0}) = 185.76 (MPa)$$

위 계산에서 목표신뢰도지수 3.0에 해당하는 부분안전계수를 적용하여 최대응력(f_{maxd})을 구한 결과 185.76MPa로서 항복응력의 설계검토치(f_{yd}) 371.39MPa보다 작기 때문에 본 설계는 신뢰도 지수 3.0을 초과하는 것으로 평가하며 목표신뢰도지수가 충족한 것으로 평가한다.

[참고문헌]

- 1) 김동현, 윤길림, 박우선(2003), “지진토압의 위상차를 고려한 케이슨안벽의 신뢰성 해석”, 한국해양해양공학회지, 제15권 제4호, pp.242~248.
- 2) 김동현, 조홍연, 김두기, 조병일(2007), “잔교식 안벽구조물의 확률론적 지진위험도 평가”, 한국해양공학회지, Vol. 19, No. 3, pp. 237-243.
- 3) 김동현, 윤길림(2009), “부분안전계수를 이용한 케이슨식안벽의 신뢰성설계법”, 한국해양해양공학회 논문집, 제 21권, 3호, pp. 224-229.
- 4) 김동현, 윤길림(2009), “케이슨식 안벽의 신뢰성해석을 위한 중요도추출법의 적용”, 한국해양공학회 논문집, Vol. 21, No. 5, pp. 405-409.
- 5) 김승우, 서경덕, 이철웅, 박동현(2009), “국내 항만의 방파제 피복블록의 신뢰성 해석”, 한국해양해양공학회 논문집, 21(1), 15-29.
- 6) 김승우, 서경덕(2008), “파고와 파형경사의 상관성을 고려한 피복석의 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 제 20권 제 3호, 한국해양·해양공학회논문집, pp.300-309.
- 7) 김승우, 서경덕(2009a), “국내 케이슨 방파제의 활동에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 제 21권 제 4호, 한국해양·해양공학회논문집, pp.278-289.
- 8) 김승우, 서경덕(2009b), “국내에서 시공된 Tetrapod 피복제에 대한 Hudson 공식의 부분안전계수 산정”, 제 21권 제 5호, 한국해양·해양공학회논문집, pp.345-356.
- 9) 김승우, 서경덕(2010), “경사식 방파제의 비용 최적화에 기초한 부분안전계수 및 목표파괴확률 산정”, 제 22권 제 3호, 한국해양·해양공학회논문집, pp.191-201.
- 10) 김홍연, 윤길림, 윤여원(2008), “안벽 설계변수의 신뢰성 해석과 생애주기비용 분석”, 한국지반공학회가을학술발표회 논문집, pp.508~518.
- 11) 김홍연, 윤길림, 윤여원, 이규환(2010), “LCC 해석과 안벽의 목표안전수준”, 제4회 항만구조물 신뢰성 설계법 기술교육 Workshop, pp.193~210.
- 12) 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), “안벽구조물의 신뢰성해석”, 한국해양해양공학회논문집, Vol. 20, No. 5, pp. 498-509.
- 13) 윤길림, 강오람, 김동현(2008), “VE/LCC기법의 항만구조물 설계적용 사례분석연구”, 한국해양해양공학회논문집, Vol. 20, No. 4, pp. 390-400.
- 14) 윤길림, 김동현, 김홍연(2008), “안벽구조물의 신뢰성 해석”, 한국해양·해양공학회 논문집, 제20권, 제5호, pp.498~509.
- 15) 윤길림, 윤여원, 김홍연(2009), “중력식 항만시설물의 원호활동 파괴에 대한 부분안전계수 연구”, 한국해양·해양공학회 학술발표논문집, 제18권, pp.1~4.
- 16) 윤길림, 윤여원, 김홍연(2009), “항만구조물 사면안정 설계기준 비교연구”, 한국해양·해양공학회 논문집, 제21권, 제4호, pp.316~325.
- 17) 윤길림, 윤여원, 김홍연, 김백운(2010), “항만구조물의 지반지지력 산정을 위한 부분안전계수 결정”, 한국해양·해양공학회 논문집, 제22권, 제3호, pp.156~162.
- 18) 윤길림, 김병탁(2006), “Regression Analysis of Compression Index for Kwangyang Marine Clay”, 대한토목학회 논문집
- 19) 이철웅(2002), “혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 파괴확률”, 한국해양·해양공학회지, 제 14권 제 2호, 한국해양·해양공학회, pp.95-107.
- 20) 이철웅(2007), “피복제의 부분안전계수 산정”, 한국해양·해양공학회지, 제 19권 제 4호, 한국해양·해양공학회, pp.336-344.

- 21) 이철웅(2008), “처오름에 대한 신뢰성 해석 및 부분안전계수 산정”, 한국해안·해양공학회지, 제 20권 제 4호, 한국해안·해양공학회, pp.355-362.
- 22) 이철웅(2009), “혼성제 직립 케이슨의 활동에 대한 부분안전계수 산정”, 한국해안·해양공학회지, 제 21권 제 4호, 한국해안·해양공학회, pp.267-277.
- 23) 이철웅(2010), “안전율을 이용한 직립 방파제의 활동에 대한 목표파괴확률 산정”, 한국해안·해양공학회지, 제 22권 제 2호, 한국해안·해양공학회, pp.112-119.
- 24) 해양수산부(2001), 전국 주요 항만 안벽구조물 간이평가 보고서.
- 25) 해양수산부(2004), 차세대 항만 설계기술 개발(IV), pp. 195~216.
- 26) 해양수산부 (2005) 항만 및 어항 설계기준.
- 27) 해양연구원(2005). 전해역 심해설계과 추정 보고서 II.
- 28) 해양수산부(2009). 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립 3차년도 보고서, 세광종합기술단 및 해인ENC.
- 29) 해양수산부(2010). 항만시설물 안정성 평가 및 보수보강 방안 수립 4차년도 보고서, 세광종합기술단 및 해인ENC.
- 30) A.H.S. Ang & W.H. Tang(1975), “Probability concepts in engineering planning and design”, vol. I, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
- 31) A.H.S. Ang & W.H. Tang(1975), “Probability concepts in engineering planning and design”, vol. II, basic principles, John Wiley & Sons, Inc.
- 32) Burcharth, H.F., Sorensen, D., and Christiani, E.(1994), “On the evaluation of failure probability of monolithic vertical wall breakwaters”, Wave Barriers in deepwaters, pp. 458-469.
- 33) Burcharth, H.F., and Sorensen, D.(1998), “Design of vertical wall caisson breakwaters using partial safety factor”, Proc. 26th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 2138-2151.
- 34) Carver, R(1983), “Stability of stone- and dolos-armored rubble mound breakwater trunks subjected to breaking waves with no overtopping”, Technical report CERC-83-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- 35) CEM(Coastal Engineering Manual)(2006), Coastal Engineering Research Center, US Army Corps Engineers, Washington D.C., USA.
- 36) Christensen, P.T., and Baker, M.J.(1982), “Structural reliability theory and its applications”, Springer-Verlag, New York.
- 37) Duncan, J. M.(2000), “Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 126, No. 4, pp.307~316.
- 38) Goda, Y.(1988), “On the methodology of selecting design wave height”, Proc. 21st Int. Conf. Coast. Eng., ASCE, pp.899-913.
- 39) Goda, Y.(2000), “Random seas and design of maritime structures”, Univ. of Tokyo Press, Tokyo.
- 40) Goda, Y.(2010), “Random seas and design of maritime structures”, 3rd edition.
- 41) Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T. and Tanimoto, K.(1996), “New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters”, Proc. 25th Coastal Engineering Conference, ASCE, Orlando, 1665-1678.
- 42) Harr, M. E.(1984), “Reliability-Based Design in Civil Engineering”, the 1984 Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, 68.
- 43) Hudson, R. Y.(1959), “Laboratory investigation of rubble mound breakwaters”, J. Waterway and Harbors Division, ASCE, 85(WW3), 93-121. PIANC(1992), Analysis of rubble mound breakwaters, Rep. of Working Group No. 1 of PTC II, Belgium.
- 44) ISO(1998), ISO 2394: General Principles for Reliability based Design.

- 45) Kawai, H., Takayama, T., Suzuki, Y., and Hiraishi, T.(1997), "Failure probability of breakwater caisson for tidal level variation", Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 36(4), pp. 4~41. (in japanese)
- 46) Kulhawy, F. H.(1992), "On the Evaluation of Soil Properties", ASCE Geotechnical Special Publication No. 31, pp.95~115.
- 47) Lacasse, S. and Nadim, F.(1997), "Uncertainties in Characterizing Soil Properties", Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 201, Oslo 1997, pp.49~75.
- 48) Lee, C.-E., and Kwon, H. J.(2009), "Reliability analysis and evaluation of partial safety factors and for random wave overtopping", KSCE Journal of Civil Engrg. KSCE, 13(1), pp.7~14.
- 49) Maidment, D.R.(1992), "Handbook of hydrology", Part 3: Chapter 18.
- 50) Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp. 349~355.
- 51) Nagao, T., Yoshinami, Y., Sanuki, T. and Kamon, M.(2001), "ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用", 構造工学論文集, Vol.47A.
- 52) Nagao T.(2000), "Expected Life-Cost for Breakwaters in terms of Failure Probability", Proceedings of the 4th Japan Conference on Structural Safety and Reliability, pp. 441~448.
- 53) Nagao T., Yoshinami Y., Sanuki T. and Kamon M.(2001), "Application of a reliability-based design method to the external safety of caisson breakwaters", Journal of Structural Engineering, Vol. 47A, pp. 293~304.
- 54) Nagao, T., Kadowaki, Y., and Terauchi, K.(1995), Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(1st report: Study on the safety against sliding), Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 34(5), pp. 40~70. (in japanese)
- 55) Nagao, T., Kadowaki, Y., Tsuchida, T., and Terauchi, K.(1997), "Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(2nd report: Study on the safety against foundation failure)", Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 36(5), pp. 26~56. (in japanese)
- 56) Nagao, T., Okubo, N., Kawasaki, S., and Hayashi, Y.(1998), "Evaluation of safety of breakwaters by the reliability based design method(3rd report: Concluding the applicability of reliability based design method)", Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 37(2), pp. 132~176. (in japanese)
- 57) Orr, T. L. L. and Farrell, E. R.(1999), "Geotechnical design to Eurocode 7", Springer, pp.27~30.
- 58) Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, N.W.H., de Groot, M.B., Crouch, R.S., and Vrijling, J.K.(2000), "Probabilistic design of caisson breakwaters and sea walls - Present statues and perspectives", Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1664~1677.
- 59) Ozaki R., Nagao T. and Shibasaki R.(2005), "Level-1 Reliability-based Design Method for Port and Harbor Facilities under Ordinal Conditions for Minimization of Expected Total Cost", ICOSSAR 2005, pp. 1285~1292.
- 60) Ozaki R. and Nagao T.(2007), "Application of Reliability-based Design Method to Circular Arc Slip Failure of Breakwaters", Application of Statistics and Probability in Civil Engineering, pp.1~9.
- 61) Paikowsky, S. G.(2004), "Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations", NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, DC.
- 62) Shibasaki R.(2004), "Seismic Design for Port Facilities Considering Economic Loss Cost in Freight Transportation and the Risk Evaluation Characteristics", Proceedings of Infrastructure Planning, Vol. 21, No. 2, pp. 349~357.
- 63) Shimosako, K. and Takahashi, S.(2000), "Application of expected sliding distance method for composite breakwaters design", Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1885~1898.

- 64) Takahashi, S., Shimosako, K., Kimura, K., and Suzuki, K.(2000), "Typical failures of composite breakwaters in japan", Proc. 27th. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1899-1910.
- 65) Takayama, T., and Ikeda, N.(1992), "Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design", Rep. of the Port and Hab. Res. Inst., 31(5), pp. 3-32.
- 66) Technical Standard and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan(2009), The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Ports and Harbours Bureau, Ministry of Land, Infrastructures, Transport and Tourism(MLIT), Japan.
- 67) Van der Meer, J. W.(1988), "Stability of Cubes, Tetrapods and Accropods", Proc. of the Breakwaters '88 Conference; Design of Breakwaters, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford, London, UK, 71-80
- 68) Yamamoto, M., Mizumura, K., Endo, T., and Shiraishi, N.(1990), "Reliability analysis of composite breakwaters protected with armor blocks", Proc. 22nd. Int. Coast. Engrg. Conf., ASCE, pp. 1403-1416.
- 69) Yoneyama, H., Shiraishi, S. and Uwabe, T.(2000), "A Study on Load Factors of Seismic Loads on Limit State Design Method for Port and Offshore Structures in Japan", 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability.
- 70) Yoon, G., Kim, H., Yoon, Y. and Lee, K.(2009), "Reliability Analysis of Caisson Type Quaywall and Sensitivity Analysis of Design Variables", Proceedings of IS-Gifu2009 Second International Symposium on Geotechnical Safety & Risk, pp.135~139.
- 71) Yoon, Gil Lim, Kim Byung Tak, Sang Su Jeon(2004), "Empirical Correlations of Compression Index for marine clay from regression analysis", Canadian Geotechnical Journal (SCI), Vol. 41, No. 6,

케이스부재의 한계상태설계법

제1장

기본방침

제2장

설계원칙

제3장

하중의 조합 및 하중계수

제4장

부재의 설계



부록 3편 케이슨부재의 한계상태설계법

제 1 장 기본방침

- (1) 이 장에서는 항만시설을 구성하는 케이슨부재의 한계상태설계에 관해 기술한다. 이와 관련된 유사부재에 대해서도 그 특성을 고려하여 적용할 수 있다.
- (2) 구조부재의 설계는 시설에 요구되는 성능에 따라 정한 성능규정에 근거하여 구조부재의 한계상태를 바꾸는 것이 가능하다. 그 때 일반적으로 극한한계상태, 사용한계상태 및 피로한계상태 어떤 것으로 바뀌도 관계없다. 각각의 한계상태는 다음과 같다.
 - ① 최대하중에 의해 단면파괴가 일어나는 한계상태(극한한계상태)
 - ② 설계공용기간 중에 종종 발생하는 규모의 작용에 의해 기능상 부적절한 상황이 일어나는 한계상태(사용한계상태)
 - ③ 설계공용기간 중에 작용하는 반복 작용에 의해 극한한계상태와 비슷한 파괴가 일어나는 한계상태(피로한계상태)
- (3) 한계상태설계법에 의해 부재의 안전검토를 실시할 경우에는 재료계수, 하중계수, 구조해석계수, 부재계수 및 구조물계수인 5종류의 부분계수에 대해서 한계상태 종별에 맞게 시설의 특성, 재료 및 하중의 특성 등을 감안한 적절한 수치를 설정할 필요가 있다.
- (4) 구조부재의 검토에서는 구조부재의 유지성능이 설계공용기간에 초래되는 재료열화 등에 의해 손상되지 않는다는 것을 확인할 필요가 있다.

제 2 장 설계원칙

2-1 일반사항

- (1) 구조부재에 대한 하중은 구조형식 별 기술내용을 참조할 수 있다.
- (2) 구조부재에 작용하는 환경작용은 구조부재가 처한 환경을 고려하여 적절하게 설정한다.

2-2 극한한계상태에 대한 검토

- (1) 극한한계상태에 대한 검토는 일반적으로 설계하중을 근거로 하여 구조부재가 단면파괴 극한한계상태에 이르지 않을 것을 확인하는 것으로 한다.
- (2) 단면파괴 극한한계상태에 대한 검토는 설계단면력 S_d 의 설계단면내력 R_d 대한 비에 구조물계수 γ_i 를 곱한 값이 1.0 이하임을 확인하는 것으로 할 수 있다.

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (2-1)$$

설계단면력 S_d 는, 설계하중 F_d 를 이용해서 단면력 S (S 는 F_d 의 함수)를 산정하고 여기에 구조해석계수 γ_a 를 곱한 값의 합계로 구할 수 있다.

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad (2-2)$$

설계단면내력 R_d 는 설계강도 f_d 를 이용해서 부재단면의 내력 R (R 은 f_d 의 함수)을 산정하고 이것을 부재계수 γ_b 로 나눠서 구할 수 있다.

$$R_d = R(f_d)/\gamma_b \quad (2-3)$$

- (4) 휨모멘트 및 축방향력에 대한 설계단면내력은 콘크리트 표준시방서에 준하여 산정할 수 있다.
- (5) 전단력에 대한 설계단면내력은 봉부재, 면부재 등의 종류와 작용 전단력 특성을 고려하여 다음에 따르는 것 외에 콘크리트 표준시방서에 준하여 산정할 수 있다.
 - ① 봉부재의 전단파괴는 사인장에 의해 전단파괴가 발생하는 경우와 전단압축에 의해 전단파괴가 발생하는 경우가 있기 때문에, 이러한 상태를 고려해서 설계단면력을 산정할 필요가 있다. 어떠한 파괴형태를 보이는지는 일반적으로 스패와 부재의 높이 비로 판단해도 좋다.
 - ② 단면재가 면외전단력을 받는 경우에는 봉부재에 준하여 전단내력을 산정할 필요가 있다. 또, 부분적으로 집중하중이 작용하는 경우에는 천공 전단내력을 산정할 필요가 있다.
- (6) 비틀림에 대해서는 일반적인 항만시설 구조부재인 경우 비틀림 모멘트의 영향이 작든가 변형적합 비틀림 모멘트가 작용하는 경우가 많기 때문에 일반적으로 검토를 생략할 수 있다. 이 이외의 경우에는 콘크리트 표준시방서에 준하여 검토하는 것이 바람직하다.
- (7) 변위의 극한한계상태 등 기타 극한한계상태 검토 및 단면력에 관계없는 시설 내지는 구조부재의 극한한계상태를 실험 또는 해석으로 검토하는 경우에는 적용범위와 정밀도가 검증되어 있는 방법으로 할 필요가 있다.

2-3 사용한계상태에 대한 검토

- (1) 사용한계상태에 대한 검토는 일반적인 항만시설 구조부재에 대해서는 콘크리트 압축응력도 및 균열폭을 지표로 하여 실시할 수 있다. 기타 특별한 기능이 요구되는 경우에는 관련 지침을 참고하여 산정하는 것이 바람직하다.
- (2) 연속상태에서 콘크리트 압축응력에 대한 검토는 식(2-4)로 할 수 있다.

$$\sigma'_e \leq 0.4f'_{c_k} \quad (2-4)$$

여기서,

σ'_e : 연속작용에 의해 콘크리트에 발생하는 압축응력(N/mm²)
 f'_{c_k} : 콘크리트의 압축강도 특성치(N/mm²)

- (3) 휨균열에 대한 검토

- ① 휨균열에 대한 검토는 식(2-5)로 할 수 있다.

$$\omega \leq \omega_a \quad (2-5)$$

여기서,

ω : 휨균열 폭(mm)
 ω_a : 휨균열 폭의 한계치(mm)

② 휨균열 폭 ω 는 식(2-6)으로 산출할 수 있다.

$$\omega = 1.1k_1k_2k_3[4c + 0.7(c_s - \phi)]\left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd}\right) \quad (2-6)$$

여기서,

ω : 균열 폭(mm)

k_1 : 철근의 표면상태가 균열 폭에 미치는 영향을 나타내는 계수 (이형철근인 경우=1.0)

k_2 : 콘크리트의 품질이 균열 폭에 미치는 영향을 나타내는 계수

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

f'_c : 콘크리트 압축강도 (N/mm²), 일반적인 압축강도의 설계용 값 f'_{cd} 로 해도 된다.

k_3 : 인장철근 단수의 영향을 나타내는 계수

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n : 인장철근의 단수

c : 피복두께(mm)

c_s : 철근 중심의 간격(mm)

ϕ : 인장철근 지름으로, 최소 철근의 공칭지름(mm)

E_s : 철근의 영계수(N/mm²)

ϵ'_{csd} : 콘크리트의 수축 및 포행(Creep) 등에 의한 균열 폭 증가를 고려하기 위한 수치. 일반적인 경우, 150×10^{-6} 정도로 고강도 콘크리트인 경우는 100×10^{-6} 정도로 해도 된다.

σ_{se} : 표면 가까운 위치에 있는 철근응력도의 증가량(N/mm²)

③ 철근응력도 증가량은 단면이 탄성범위에 있는 것으로 보고 식(2-7)로 구할 수 있다.

$$\sigma_{se} = \frac{M_d}{A_s j d} \quad (2-7)$$

여기서,

M_d : 사용한계상태 검토 시의 휨모멘트 설계용 값 (N/mm)

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

k : 중립축비 ($= \sqrt{2np_w + (np_w)^2} - np_w$)

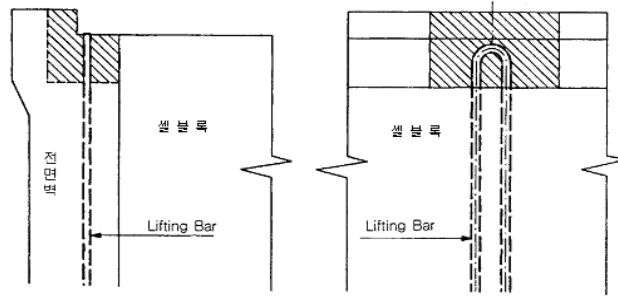
n : 영계수비 ($= E_s / E_c$)

P_w : 철근비 ($= A_s / (b_w d)$)

d : 유효 높이(mm)

b_w : 부재의 복부 폭(mm)

A_s : 철근의 단면적(mm²)



그림(2-1) 매설면을 낮춘 들고리의 예

- ④ 균열 폭의 한계치는 콘크리트 표준시방서에 근거하여 일반적으로 표(2-1)의 값으로 한다. 단, 본 표를 적용할 수 없는 것은 피복두께가 100mm 이하인 경우에 한한다.

표(2-1) 휨균열 폭의 한계치

(c는 피복두께)

환경구분	이형철근, 보통환봉	PC강재
심한 부식성 환경	0.0035c	-
부식성 환경	0.0040c	-
일반 환경	0.0050c	0.0040c

여기서 심한 부식성 환경이란 케이슨의 외측 철근이나 잔교 상부공의 하측 철근과 같이 해양환경에 노출되어 있는 경우에 적용한다. 그 외의 일반적인 경우는 부식성 환경을 적용할 수 있지만 잔교 상판처럼 포장에 부설되어 있는 경우나 케이슨 격실 내처럼 밀폐된 공간에 면한 철근 등에 대해서는 일반 환경을 적용해도 된다.

- ⑤ 작용하는 하중 이외의 요인, 예를 들면 초기 결함 등에 의해 구조물에 생긴 균열로 재하상태에서도 벌어져 있는 균열은 이 방법의 대상에서 제외되며 별도로 검토할 필요가 있다.
- (4) 수밀성 검토

수밀성이 요구되는 경우에는 균열 폭을 지표로 하여 검토할 수 있다. 그 경우 시설의 사용조건 및 작용하는 하중의 특성 등을 고려하여 균열 폭의 한계치를 적절하게 정할 필요가 있다. 일반적으로는 콘크리트 표준시방서에 근거하여 표(2-2)의 한계치를 이용할 수 있다.

표(2-2) 수밀성에 대한 균열폭 한계치

요구되는 수밀성의 정도		높은 수밀성을 확보하는 경우	일반적인 수밀성을 확보하는 경우
주된 작용력	축인장력	- ¹⁾	0.1mm
	휨모멘트 ²⁾	0.1mm	0.2mm

주) 1) 전체 단면에 대해 압축상태로 하고, 최소 압축응력도를 0.5N/mm²로 한다.

한편, 상세해석으로 검토할 경우에는 별도로 정하는 것으로 한다.

2) 교번하중을 받는 경우에는 축인장력이 탁월한 경우에 준한다.

- (5) 잔교 상부공처럼 하역기기에 의한 작용이 비교적 커서 하역에 지장을 초래할 정도의 처짐 발생이 예상되는 경우에는, 필요에 따라 처짐을 지표로 하여 사용성 검토를 한다. 그런 경우 처짐의 한계치는 크레인의 성능이나 도로교시방서 등을 참고하여 정할 수 있다.

2-4 피로한계상태에 대한 검토

- (1) 작용 중 변동작용이 차지하는 비율 및 그 정도가 심한 경우에는 피로에 대한 검토를 할 필요가 있다.
 (2) 피로한계상태 검토를 할 때는 반복 작용을 적절히 등급을 정하고 각각의 피로파괴에 대한 영향정도를 계산한 다음 모든 작용 등급에 대한 영향정도의 총합으로 피로파괴에 대한 안전성을 판정한다.
 피로파괴에 대한 안전성에는 작용의 크기뿐만 아니라 반복 작용 횟수가 크게 영향을 미치므로 적절히 정할 필요가 있다. 또한, 200만회를 초과해도 피로한계에 도달하지 않는 등급의 작용으로 인한 영향은 무시해도 좋다.

2-5 성능의 시간적 변화에 대한 검토

- (1) 구조부재의 보유성능은 설계수명기간에 초래되는 재료열화로 인해 요구되는 성능을 하회해서는 안 된다. 그러므로 콘크리트 및 철근에 대해서는 일반적으로 다음의 항목에 관한 검토를 실시할 필요가 있다. 한편, 설계수명기간 50년 정도의 기존시설에 대해서, 설계수명기간 중에 염해열화로 인한 현저한 성능저하가 확인되지 않고 있는 시설에 대해서는 다음의 조건을 만족하면 성능의 경시변화에 대한 검토를 생략할 수 있다. (경시변화: 시간이 경과함에 따라 변화한다.)
 ① 피복한 철근으로 외측(해수에 접하는 쪽) 철근에 대해서는 표(2-1)의 심한 부식성 환경, 내측철근에 대해서는 일반 환경에 표시된 표준치 이하의 값이 설정되어 있는 것
 ② 꼼꼼하게 시공이 된 것
 (2) 중성화에 의한 철근부식
 ① 중성화에 의한 철근부식에 관한 검토는 식(2-8)로 할 수 있다.

$$y_d/y_{lim} \leq 1.0 \quad (2-8)$$

여기서,

y_d : 중성화 깊이의 설계용 값(mm)

y_{lim} : 철근부식 발생 한계 깊이(mm)

- ② 중성화 깊이의 설계용 값 y_d 는 식(2-9)로 구할 수 있다.

$$y_d = \gamma_{cd} \alpha_d \sqrt{t} \quad (2-9)$$

여기서, γ_{cd} : 중성화 깊이의 설계용 값 y_d 의 분포를 고려한 부분계수(보통 1.15)

α_d : 중성화 속도계수의 설계용 값($\text{mm} \cdot \text{y}^{-1/2}$)

$\alpha_d = \alpha_k \beta_e \gamma_c$

t : 설계수명기간(y)

α_k : 중성화 속도계수의 특성치($\text{mm} \cdot \text{y}^{-1/2}$)

β_e : 환경작용 정도를 나타내는 계수

항만시설에서 현저한 건조조건에 폭로되지 않은 경우에는 보통 1.0, 건조하기 쉬운 환경이나 남향에 면한 곳은 1.6으로 해도 된다.

γ_c : 콘크리트의 재료계수(보통 1.0)

- ③ 중성화 속도계수의 특성치 α_k 는 식(2-10)으로 정할 수 있다. 여기에 나타난 콘크리트의 중성화 속도 예측치는 보통포틀랜드시멘트 또는 중용열포틀랜드시멘트를 이용한 경우의 회귀식이다.

$$\begin{aligned}\alpha_k &= \gamma_p \alpha_p \\ \alpha_p &= -3.57 + 9.0 W/B\end{aligned}\quad (2-10)$$

여기서,

- γ_p : α_p 의 정밀도에 관한 안전계수(보통 1.1)
 α_p : 콘크리트의 중성화 속도계수의 예측치($\text{mm} \cdot \text{y}^{-1/2}$)
 W/B : 콘크리트의 유효 물-결합재비

- ④ 철근부식 발생 한계깊이 y_{lim} 는 식(2-11)로 구할 수 있다.

$$y_{\text{lim}} = c - c_k \quad (2-11)$$

여기서,

- c : 피복의 설계치(mm)
 c_k : 중성화 나머지(mm)

일반적으로 해양환경에서는 25mm로 적용해도 된다.

- (3) 염화물이온 침입에 의한 철근부식

- ① 염화물이온 침입에 의한 철근부식에 관한 검토는 일반적으로 식(2-12)로 할 수 있다.

$$\gamma_i C_d / C_{\text{lim}} \leq 1.0 \quad (2-12)$$

여기서,

- γ_i : 구조물계수
 C_d : 철근위치에서 염화물이온 농도의 설계용 값 (kg/m^3)
 C_{lim} : 철근부식 발생 한계농도 (kg/m^3)

염화물이온에 의한 철근부식 검토에서는 여러 한계치의 설정이 고려되지만, 여기서는 안전측을 평가할 수 있는 점 및 현시점의 기술수준에서 비교적 평가 가능한 방법으로 철근 부식이 발생되는 시점을 한계상태로 정하기로 했다.

- ② 철근위치에서 염화물이온 농도의 설계용 값 C_d 는 식(2-13)으로 구할 수 있다.

$$C_d = C_0 (1 - \text{erf}(\frac{0.1c}{2\sqrt{D_d t}})) \quad (2-13)$$

여기서,

- C_0 : 콘크리트 표면에서 염화물이온 농도(kg/m^3)
 c : 피복의 설계치(mm)
 D_d : 염화물이온에 대한 설계확산계수(cm^2/y)
 t : 설계공용기간 (y)

$$\text{erf} : \text{오차함수} \quad (\text{erf}(s) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta)$$

- ③ 표면 염화물이온농도 C_0 는 구조부재가 설치된 지점과 동일한 환경조건에서의 실측데이터로 정하는 것이 바람직하다. 잔교의 콘크리트 상부공에서 해수면(A.H.H.W)과 부재 하부면의 거리가 0.0~2.0m 정도인 경우에는 실측데이터를 기초로 식(2-14)에 근거하여 정할 수도 있다.

$$C_0 = -6.0x + 15.1 \quad (2-14)$$

여기서, C_0 : 표면 염화물 이온량(kg/m³)
 x : 해수면(A.H.H.W)에서 부재 하부면까지의 거리(m)

- ④ 염화물이온에 대한 설계확산계수 D_d 는 식(2-15)로 구할 수 있다.

$$D_d = \gamma_c D_k + \left(\frac{\omega}{l}\right) \left(\frac{\omega}{\omega_a}\right)^2 D_0 \quad (2-15)$$

여기서, γ_c : 콘크리트의 부재계수(보통 1.0)
 D_k : 콘크리트의 염화물이온에 대한 확산계수 특성치(cm²/y)
 D_0 : 콘크리트 중의 염화물이온 이동에 따른 균열 영향을 나타낸 상수(보통 200cm²/y)
 ω_a : 균열 폭(mm)
 ω_a : 균열 폭의 한계치(mm)
 ω/l : 균열 폭과 균열 간격의 비 $\omega/l = 3(\sigma_{se}/E_s + \epsilon'_{csd})$
 σ_{se} : 철근응력도 증가량(N/mm²)
 E_s : 철근의 탄성계수(N/mm²)
 ϵ'_{csd} : 콘크리트 수축 및 포행 등에 의한 균열 폭 증가를 고려하기 위한 수치. 식(2-6)에 준하여 해도 된다.

- ⑤ 콘크리트의 염화물이온에 대한 확산계수의 특성치 D_k 는, 실제로 사용하는 콘크리트를 알고 있는 경우에는 그 콘크리트로 제작한 시험체로 실험하여 정한다. 그렇지 않은 경우에는 식(2-16)을 이용하여 정할 수 있다.

$$D_k = \gamma_p \alpha D_p \quad (2-16)$$

보통 포틀랜드 시멘트를 사용하는 경우

$$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5 \quad (2-17)$$

고로시멘트나 실리카폼을 사용하는 경우

$$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2 \quad (2-18)$$

여기서, α : 환산계수로 보통 포틀랜드 시멘트를 사용하는 경우는 일반적으로 0.65, 고로시멘트나 실리카폼을 사용하는 경우는 일반적으로 1.0으로 해도 된다.
 γ_p : 정밀도에 관한 안전계수로 보통 1.0으로 해도 된다.
 D_p : 콘크리트의 확산계수 예측치(cm²/y)

- ⑥ 철근부식 발생 한계농도 C_{lim} 는 유사 구조물 등의 상황을 감안하여 적절히 설정한다. 일반적인 해양환경인 항만시설에서 구조상세의 피복두께가 확보되어 있는 경우에는, 보통 2.0kg/m³으로

할 수 있다. 이것은 (독)항만공학기술연구소의 실험결과에 근거한, 철근부식이 발생하는 염화물 이온량의 하한치이다.

(4) 동결융해 작용

한랭지 등에서는 동결융해 작용으로 인한 콘크리트 열화로 구조부재의 성능이 떨어지는 일이 있어서는 안 된다.

(5) 화학적 침식

화학적 침식에 의한 콘크리트 열화로 구조부재의 소요 성능이 떨어지는 일이 있어서는 안 된다. 그런 경우, 콘크리트의 내화학적 침식성을 만족한다면 화학적 침식으로 구조부재의 성능이 떨어지지 않는다고 볼 수 있으며, 화학적 침식 작용에 대한 검토로 대신할 수 있다.

(6) 알칼리 골재반응

콘크리트가 알칼리 골재반응에 대한 열화 저항성을 확보하는 것으로, 알칼리 골재반응에 관한 검토를 대신할 수 있다.

2-6 안전계수

구조부재 검토에서는 표(2-3)의 안전계수를 사용할 수 있다. 또한, 이 표는 안전계수의 표준적인 값을 나타낸 것이므로, 다른 방법으로 안전계수를 적절하게 정할 수 있다면 그 값을 사용할 수 있다.

표(2-3) 안전계수

안전계수		한계상태의 종류		
		극한한계	사용한계	피로한계
재료계수 (γ_m)	콘크리트	1.3	1.0	1.3
	철근 및 PC강재	1.0	1.0	1.05
	기타 강재	1.05	1.0	1.05
하중계수 (γ_f)	영구작용	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	변동작용	-	-	-
	파력	1.2	1.0	1.0
	파력 이외의 작용	1.0~1.2 (0.8~1.0)	1.0	1.0
	우발작용	1.0	-	-
	시공 시 작용	1.0	-	-
	구조해석계수(γ_a)	1.0	1.0	1.0
부재계수(γ_b)		1.1~1.3	1.0	1.0
구조물계수(γ_i)		1.0~1.2	1.0	

주 1) 표 중 ()내의 값은 하중이 작은 때가 위험한 경우에 적용한다.

2) 극한한계상태 검토시의 부재계수는 아래의 값을 쓸 수 있다. 다만 ()안의 값은 중력식 안벽저판에 대한 지진시의안전성을 검토하는 경우에 적용한다.

- 휨 및 축방향 내력(耐力)을 산정하는 경우 1.1
- 축방향 압축내력의 상한치를 산정하는 경우 1.3
- 콘크리트의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.3
- 전단보강철근의 전단내력 분담분을 산정하는 경우 1.1

3) 극한한계상태에 관한 구조물계수는 다음 값을 쓸 수 있다.

구조물계수		영구상태	변동상태	우발상태
잔교 상부공	슬래브	1.2	1.2	1.0
	보	1.1	1.1	1.0
방파제		1.0	1.1	1.0
안벽(케이슨 등)		1.0	1.1 (지진 시 1.0)	1.0
기타(널말둑의 상부공 등)		1.0	1.0	1.0

제 3 장 하중의 조합 및 하중계수

3-1 일반사항

하중의 조합 및 하중계수는 방파제에 있어서는 평상시, 파력작용 시, 지진 시, 시공 시에 대하여, 그리고 안벽에서는 평상 시, 지진 시, 시공 시에 대하여 적절히 검토한다.

[참 고]

- (1) 설계에 있어서 고려할 하중의 조합 및 각 하중의 특성치에 곱하는 하중계수를 표(3-1)에 보여준다. 확대기초에 대하여는 저판과 같이 취급해도 좋다.

표(3-1) 하중의 조합과 하중계수

① 방파제

상태	자중	정수압	내부 토압	평상 시의 저판 반력	상시의 내부 수압	양압력	저판 반력 변동분	내부 수압 변동분	파력	동수압	격실간 정수 압차	비고
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								저판
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							외벽
파력작용시	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)		1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)					저판
			0.9 (1.0)						1.2 (1.0)			외벽
			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)				
지진시			1.0 (-)		1.0 (-)					1.0 (-)		외벽
시공시	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										저판 (부유시)
		1.1 (0.5)										외벽 (부유시)
											1.1 (0.5)	격벽 (거치시)

② 안 벽

상태	자중	정수압	내부수압	내부토압	영구하중 시 저판반력	상재하중	동수압	지진시의 저판반력	시공시 하중		비 고
									거치시	정수시	
평상시	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)			1.1 (1.0)	0.8 (0.5)					저판(상재하중은 저판반력 포함)
			1.1 (1.0)	1.1 (1.0)							외벽
지진시	1.0 (-)	1.0 (-)				1.0 (-)		1.0 (-)			저판(상재하중은 지진시의 값)
			1.0 (-)	1.0 (-)			1.0 (-)				외벽
시공시	0.9 (0.5)									1.1 (0.5)	저판 (부유시)
										1.1 (0.5)	외벽 (부유시)
									1.1 (0.5)		격벽 (거치시)

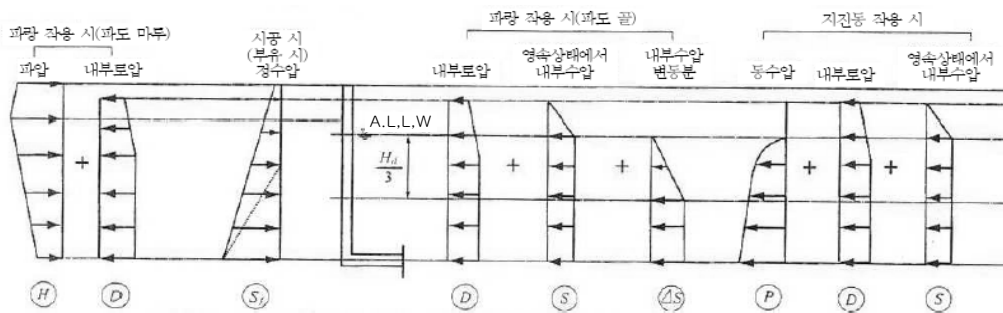
주) 표 중에서 상단의 값은 극한한계상태 검토시의 하중계수를 나타내고 있으며 []내의 수치는 그 하중을 적게 보는 편이 설계하중이 커지는 경우에 사용할 하중계수이다. 하단의 ()내에는 사용한계 상태의 균열폭 영향도 정수를 나타낸다.

- (2) 시공 시 하중에 대하여는 하중의 작용시간이 다른 상태에 비하여 비교적 단기간이고 빈도도 시공 중에만 작용한다. 따라서 사용한계상태에 대하여는 균열 폭 영향도 정수(kp, kr)는 0.5로 하면 된다.
- (3) 방파제용 케이슨의 외벽설계하중을 그림(3-1)~(3-3), 하중계수 및 균열 폭 영향도정수를 표(3-2)~(3-4)에 나타낸다.
- (4) 안벽용 케이슨의 외벽 설계하중을 그림(3-4), 하중계수 및 균열폭 영향 정수를 표(3-5)에 나타낸다.

3-2 외벽

(1) 방파제

① 전면벽(기준선평행방향 항외 측)



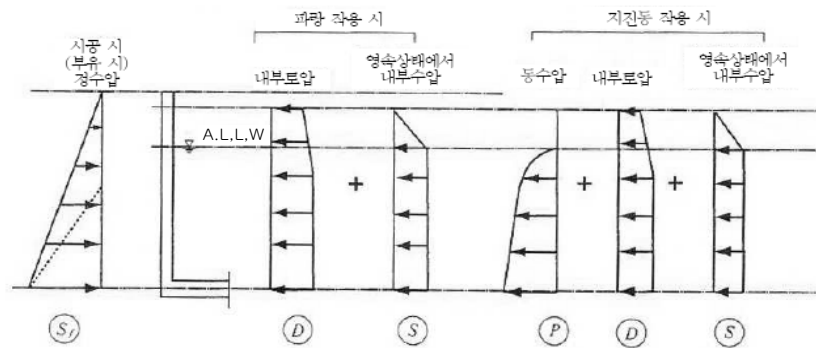
그림(3-1) 전면벽의 설계하중(방파제)

표(3-2) 전면벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	파붕 작용 시	$1.2H-0.9D$	$1.0H-1.0D$
	부유 시(시공 시)	$1.1Sf$	$0.5Sf$
내부로부터의 하중	파곡 작용 시	$1.1D+1.1S+1.2\Delta S$	$1.0D+1.0S+1.0\Delta S$
	지진 시	$1.0D+1.0S+1.0P$	검토불필요

주) 외부로부터의 하중은 큰 쪽을 설계하중으로 한다.

② 후면벽(기준선평행방향 항내 측)

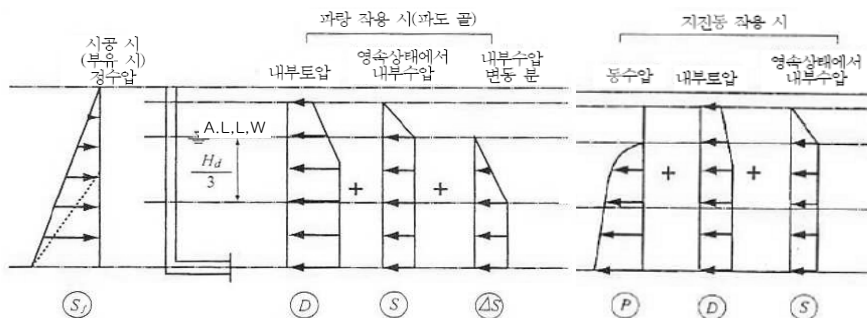


그림(3-2) 후면벽의 설계하중(방파제)

표(3-3) 후면벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(방파제)

하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	$1.1Sf$	$0.5Sf$
내부로부터의 하중	평상 시(정온 시)	검토불필요	$1.0D+1.0S$
	지진 시	$1.0D+1.0S+1.0P$	검토불필요

③ 측벽(기준선직각방향)



여기서, H_d : 설계파고

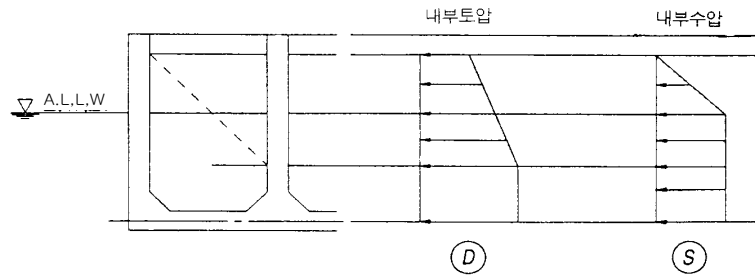
그림(3-3) 측벽의 설계하중(방파제)

표(3-4) 측벽의 하중계수 및 균열(crack) 폭 영향도정수(방파제)

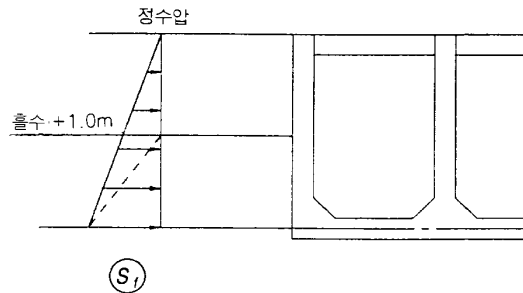
하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	$1.1S_f$	$0.5S_f$
내부로부터의 하중	파곡 작용 시	$1.1D + 1.1S + 1.2\Delta S$	$1.0D + 1.0S + 1.0\Delta S$
	지진 시	$1.0D + 1.0S + 1.0P$	검토불필요

(2) 안벽

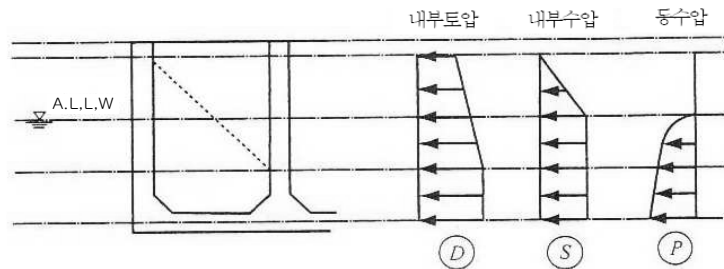
① 평상시(내부로부터의 하중)



② 부유 시(외부로부터의 하중)



③ 지진 시(바다 쪽으로의 작용)



그림(3-4) 외벽의 설계하중(안벽)

표(3-5) 외벽의 하중계수 및 균열 폭 영향도정수(안벽)

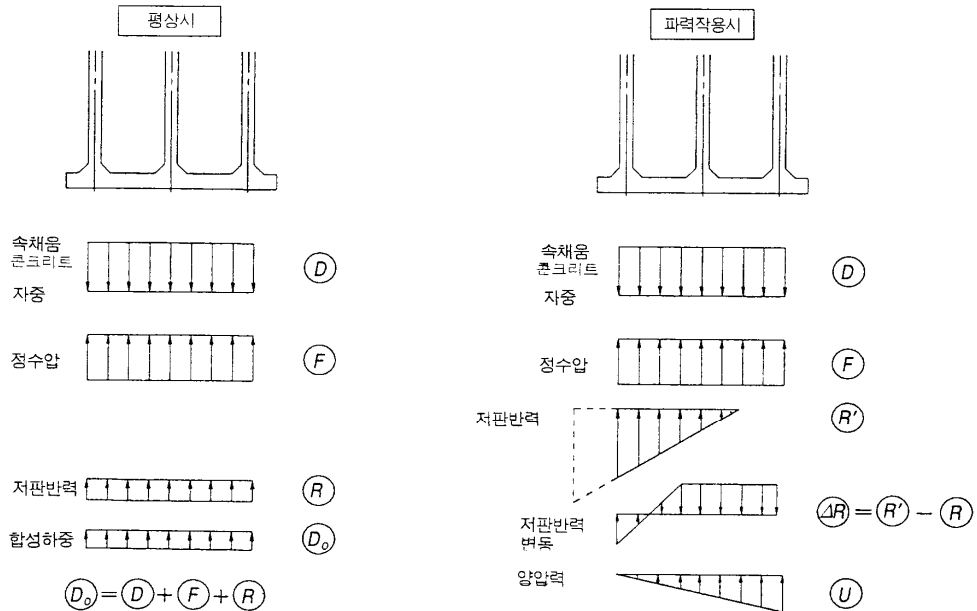
하중의 방향	검 토 상 태	극한한계상태	사용한계상태
외부로부터의 하중	부유 시(시공 시)	1.1Sf	0.5Sf
내부로부터의 하중	평상 시(정온 시)	검토 불필요	1.0D+1.0S
	지진 시	1.0D+1.0S+1.0P	검토불필요

주) 사용한계 상태의 하중조합계수는 균열 폭 영향도정수(k_p , k_r)를 나타낸다.

3-3 저판

(1) 방과제

방과제용 케이슨의 저판 설계하중은 시공 시(부유 시)에 대하여는 하중의 특성에 표(3-1)에 나타난 하중계수 또는 균열 폭 영향도정수를 곱하여 구해도 된다. 완성후의 상시에 대하여는 그림(3-5)에 나타난 상시합성하중(D_o)을 영구하중으로 하여 파력 작용 시에 대하여는 그림(3-5)에 나타난 상시합성하중(D_o), 저판반력변동(ΔR) 및 양압력(U)을 표(3-6)에 나타난 하중분류에 따라 표(3-7)에 나타난 산식에 따라 산출해도 좋다. 단, 산식중의 각 계수는 극한한계상태는 하중계수를 사용한계상태는 균열 폭 영향도정수(k_p , k_r)를 나타낸다.



그림(3-5) 저판의 설계하중(방과제)

표(3-6) 파력작용의 하중분류(방과제)

하 중 분 류	하 중
영 구 하 중	정온 시 합성하중D0
변 동 하 중	저판반력변동 ΔR , 양압력U

주) 여기서 평상시란 정온시를 의미한다.

표(3-7) 하중계수 또는 균열 폭 영향도정수와 하중의 조합(방파제)

한계상태	상태		ΔR 및 W의 방향		하중계수 및 하중조합
극한한계	평상 시		-		0.9Do+1.1F+1.1ΔR
	시공 시(부유 시)		-		0.9Do+1.1F
	파 력 작 용 시	파 봉	ΔR ↑	W ↑	1.1Do+1.2ΔR+1.2U
			ΔR ↓	W ↑	1.1Do+0.8ΔR+1.2U
				W ↓	0.9Do+1.2ΔR+0.8U 주)
		파 곡	ΔR ↑	W ↑	1.1Do+1.2ΔR+0.8U
				W ↓	0.9Do+0.8ΔR+1.2U
			ΔR ↓	W ↑	1.1Do+0.8ΔR+0.8U
				W ↓	0.9Do+1.2ΔR+1.2U 주)
사용한계	평상시		-		1.0Do+1.0F+1.0R
	파력작용 시		-		1.0Do+1.0ΔR+1.0U

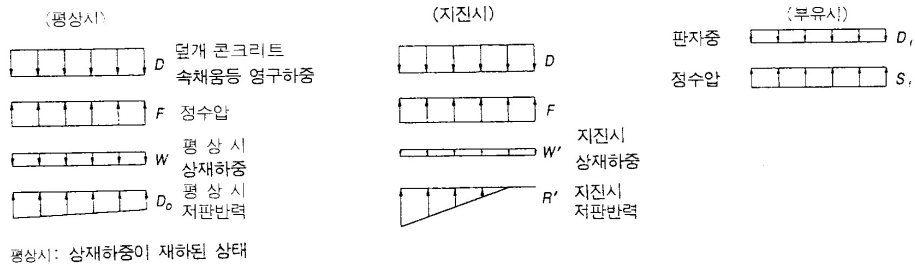
단, $W = D_o + ΔR + U$ 이며 각 하중은 부호를 포함한 값이다. W와 같은 방향으로 작용하는 경우는 (+)값이고 W의 역방향의 경우는 (-)값이다.

주) 저판반력변동(ΔR)이 하향으로 작용하는 경우에는 1.2ΔR에는 상한이 있고 1.1R보다는 커지지 않는다.
따라서 $1.2|ΔR| > 1.1|R|$ 의 경우에는 하중의 조합은 다음과 같다.

$$0.9D_o + 1.1|R| + 0.8U \quad \text{또는} \quad 0.9D_o + 1.1|R| + 1.2U$$

(2) 안벽

안벽용 케이슨의 저판의 설계하중은 시공 시(부유 시)에 대하여는 하중의 특성치에 표(3-1)에 나타난 하중계수를 곱하여 구해도 된다. 상시 및 지진 시에 대하여는 그림(3-6)에 나타난 바대로 영구하중시의 합력(합성하중)을 영구하중, 상재하중을 변동하중으로 하며, 지진시의 저판반력 변동분을 변동하중으로 취급하여 표(3-8)에 나타난 산정식에 따라 구해도 된다.



그림(3-6) 저판의 설계하중(안벽)

표(3-8) 하중의 조합(안벽)

구 분	극한한계상태	사용한계상태
상 시	$0.9D + 1.1D_o + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_o + 1.0F + 0.5W$
지진 시	$1.0D + 1.0F + 1.0R' + 1.0W'$	검토 불필요
부유 시	$0.9D_f + 1.1S_f$	$0.5D_f + 0.5S_f$

주) 표 중에서 사용한계상태의 하중조합계수는 균열 폭 영향도정수(k_p , k_r)를 나타낸다.

3-4 격벽

격벽의 설계하중은 「휨」에 대하여는 시공 시(거치 시)의 격실간의 정수압차로 한다.

설계치는 극한한계상태 1.1S(1.1은 하중계수 : γ_f), 사용한계상태 0.5S(0.5는 균열폭 영향도정수 : k_p)로 한다. 단, S는 하중의 특성치다. 부재연결부에 관하여는 저판의 설계하중 및 측벽의 설계하중으로 표시한 하중 중에서 최대가 되는 하중상태의 것을 설계하중으로 한다.

3-5 외력 계산

이하 외력계산은 「제5편 1-4-2 제작시의 외력」이하를 참조할 것.

제 4 장 부재의 설계

부재의 설계는 「제5편 1-5 부재의 설계」를 참조할 것.

[참고문헌]

- 1) 日本港湾協會(2007), 港湾の施設の技術上の基準・同解説

부 록 4 편

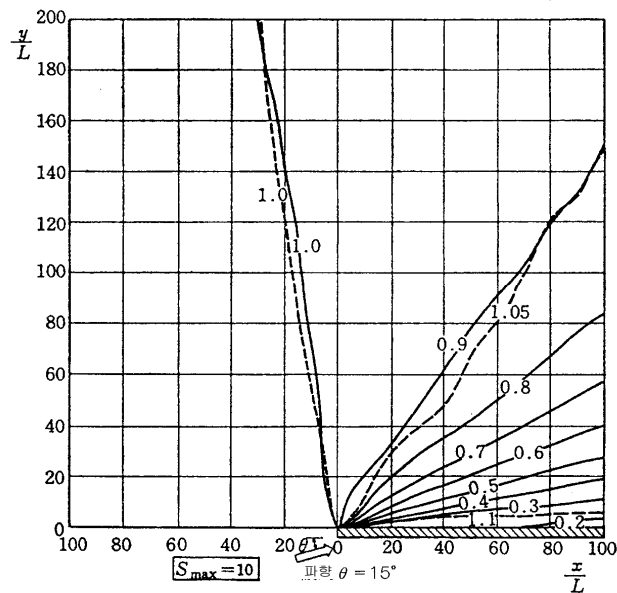
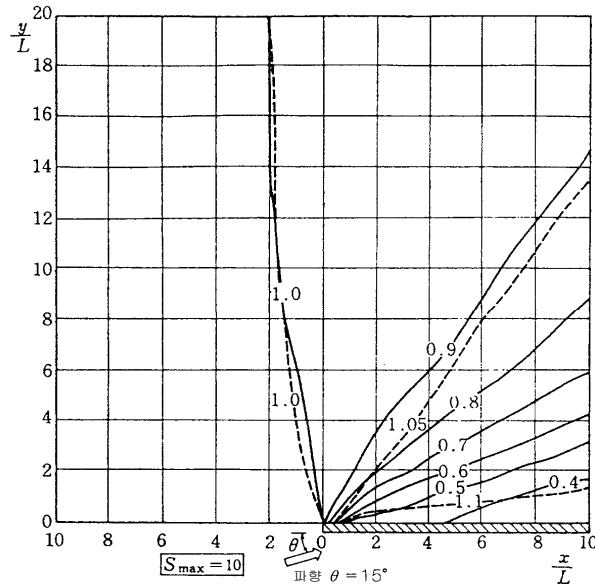
파의 회절도



부록 4편 파의 회절도

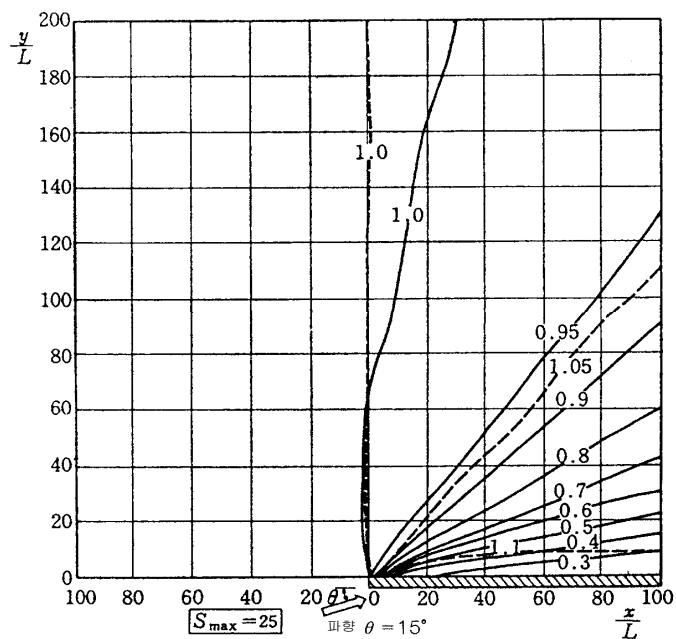
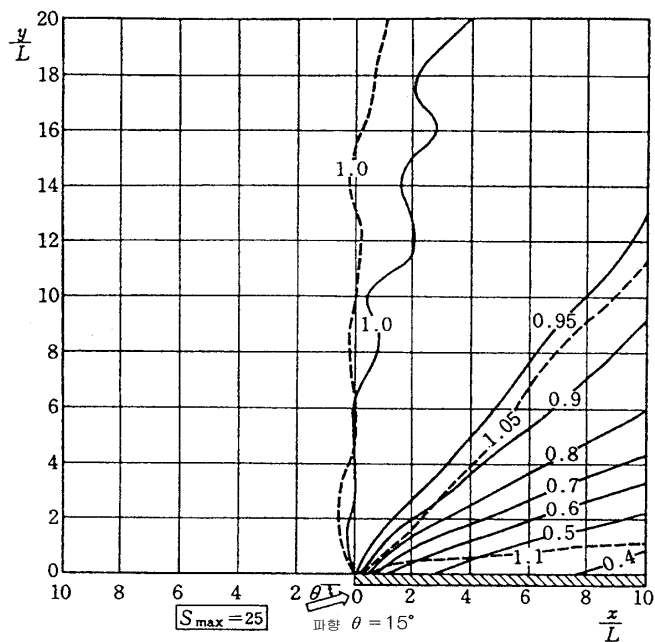
4-1 반무한제에 의한 회절그림($\theta=15^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



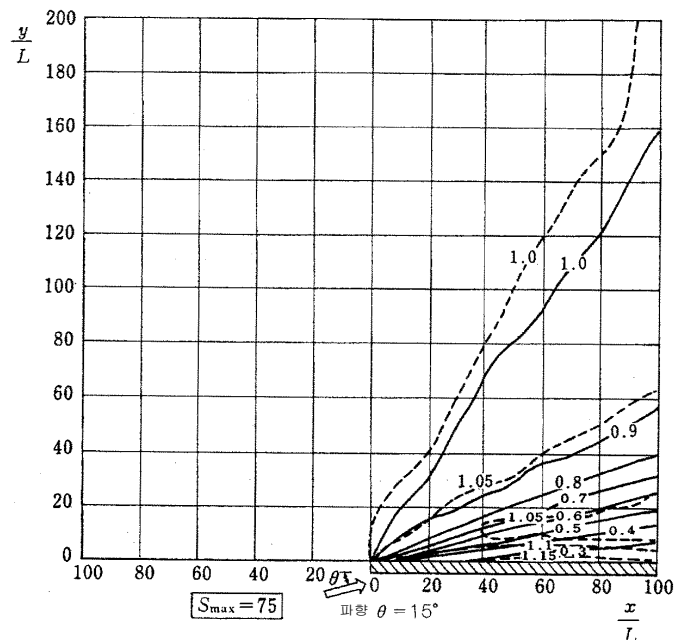
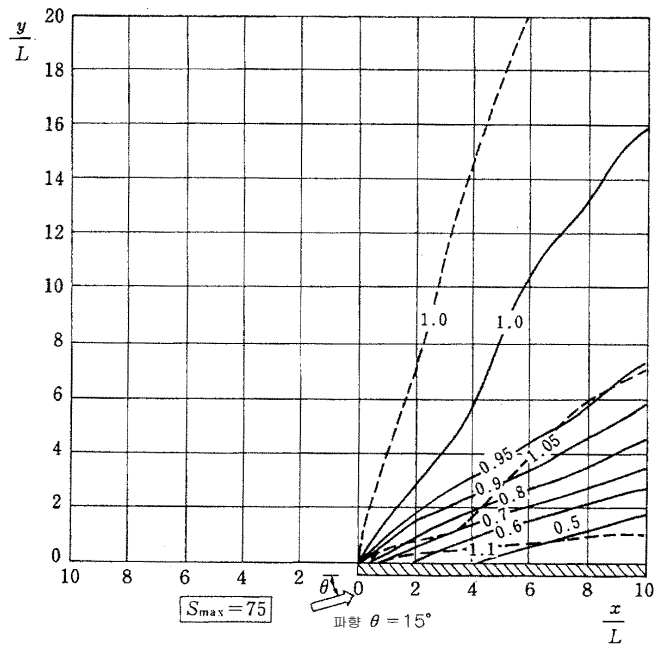
그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=15^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=15^\circ$) (계속)

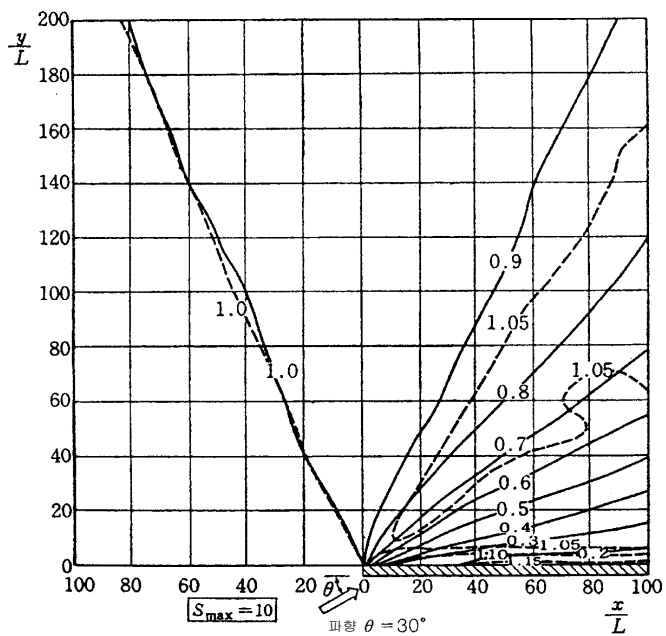
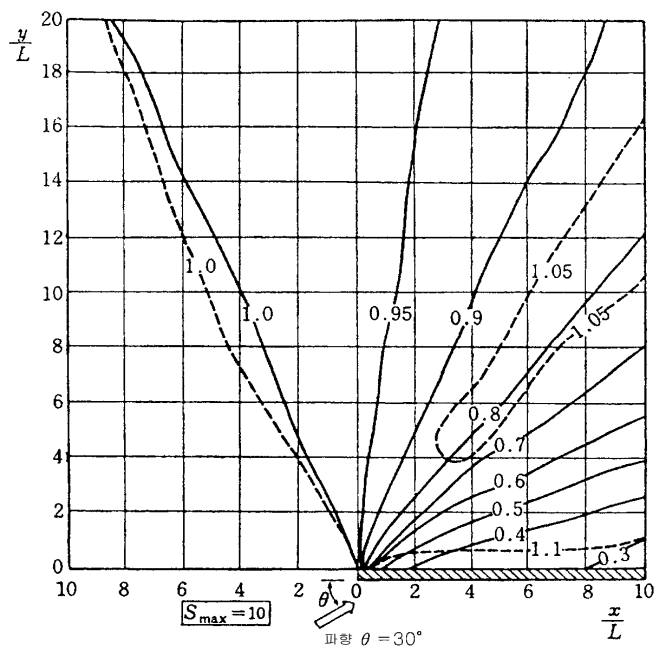
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-1) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=15^\circ$) (계속)

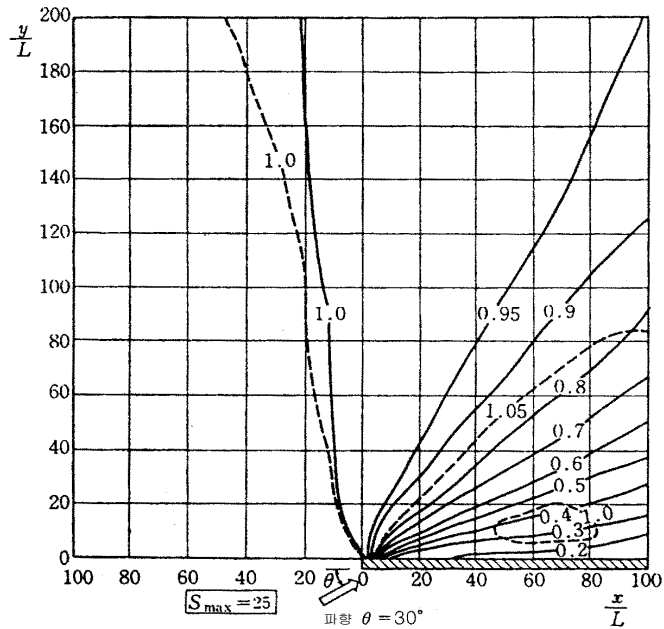
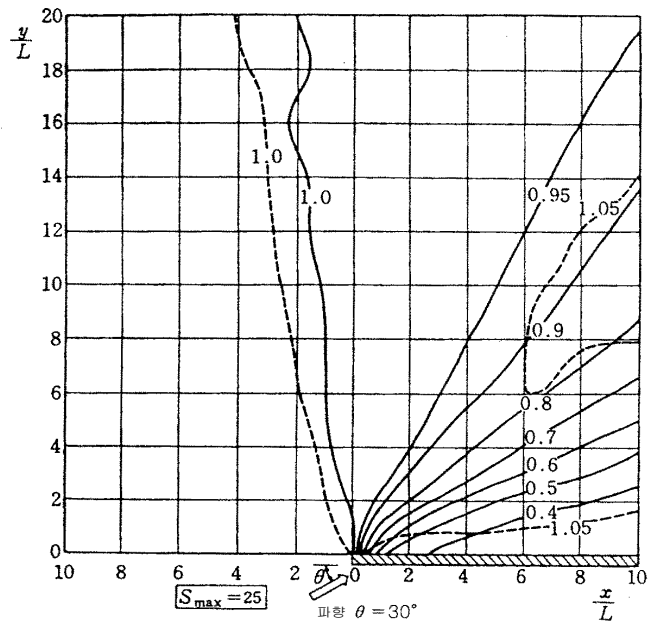
4-2 반무한제에 의한 회절그림($\theta=30^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



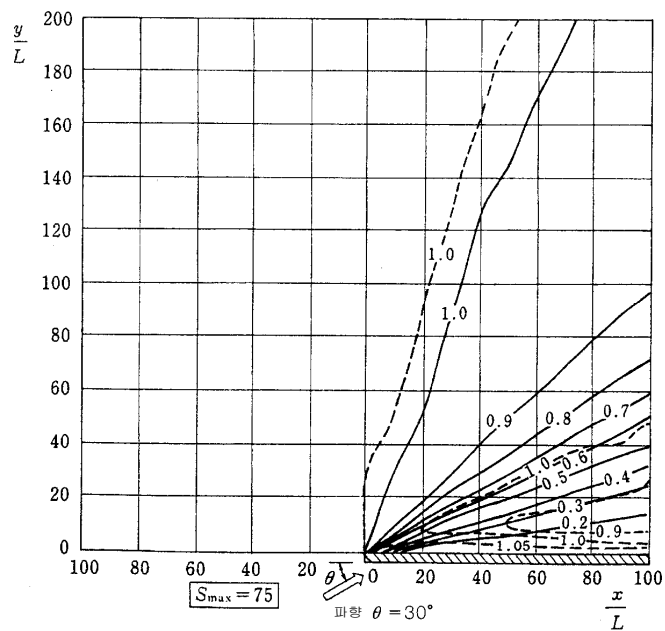
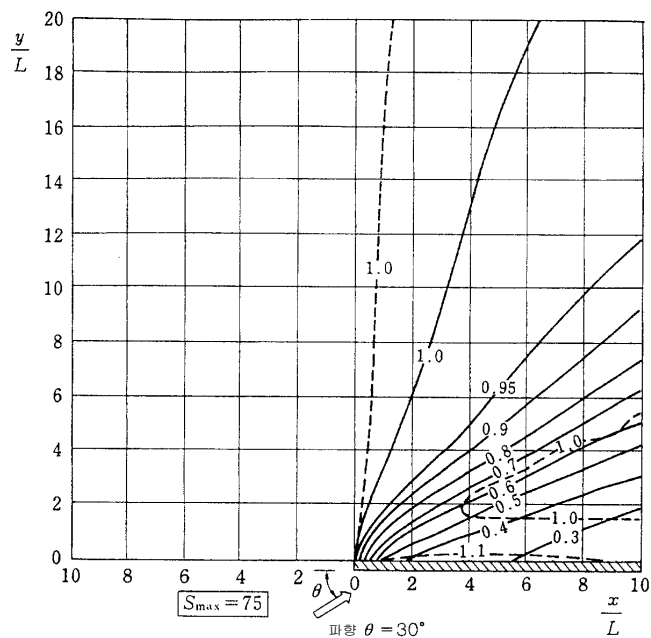
그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=30^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=30^\circ$) (계속)

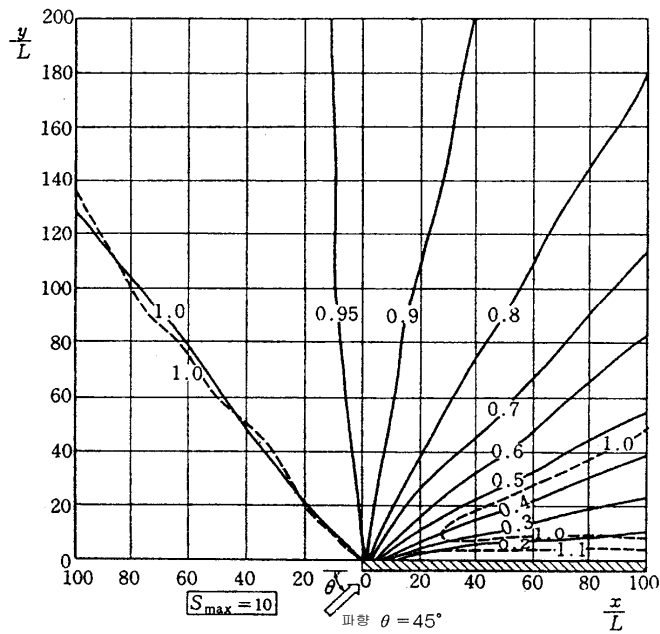
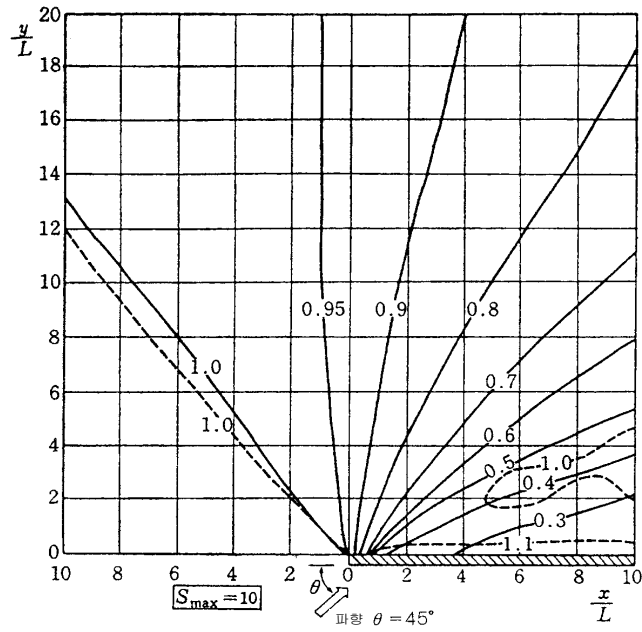
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-2) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=30^\circ$) (계속)

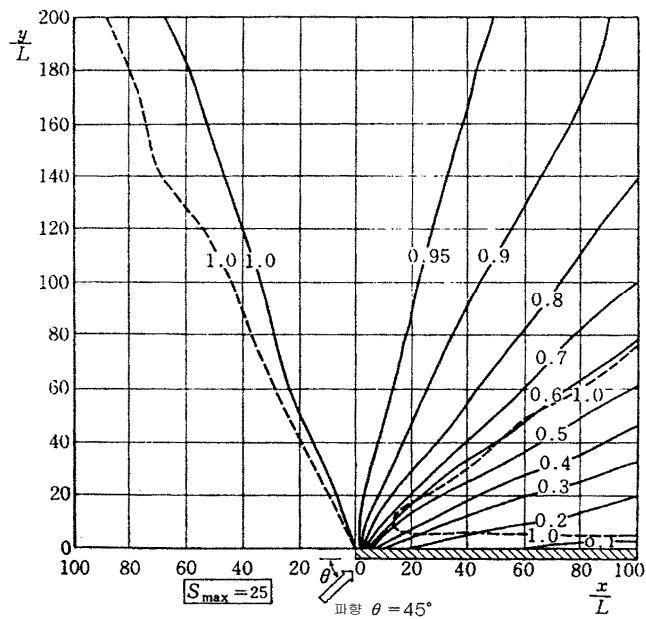
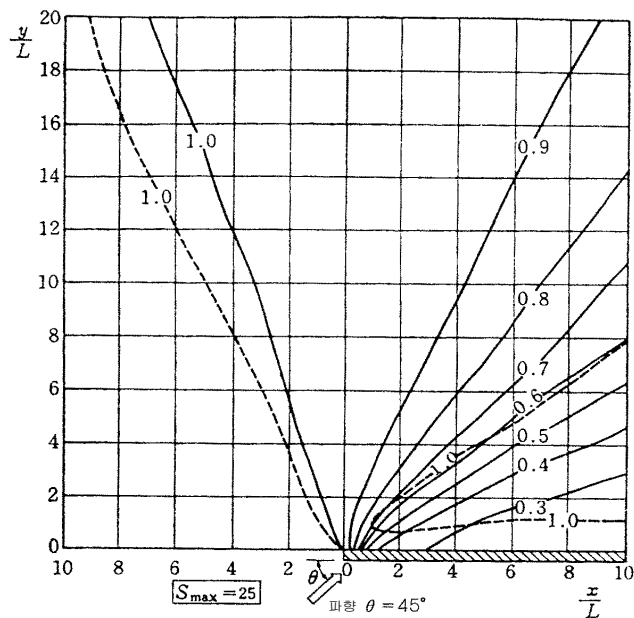
4-3 반무한제에 의한 회절그림($\theta=45^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



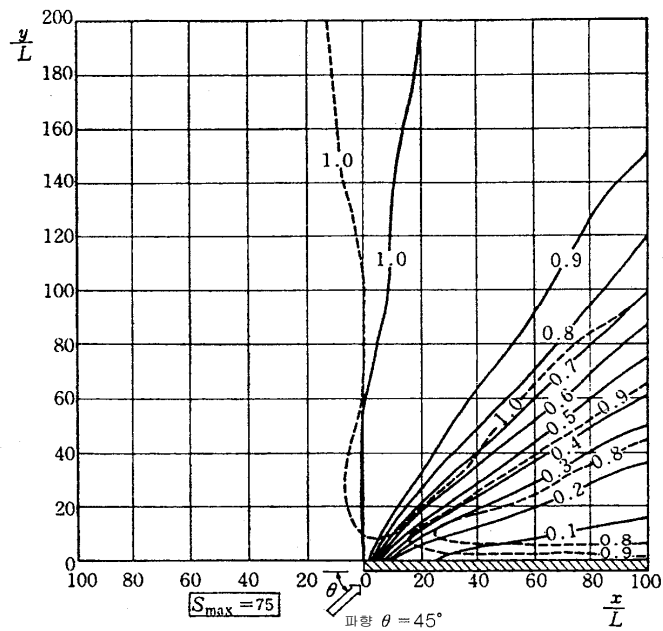
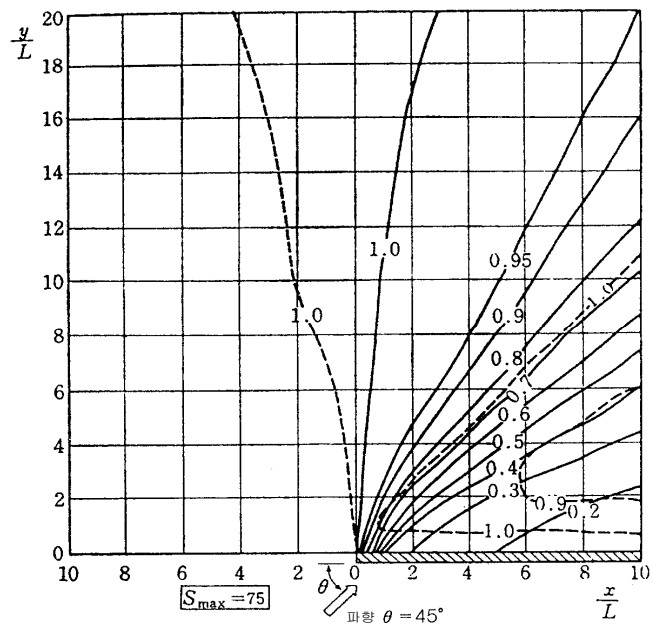
그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=45^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=45^\circ$) (계속)

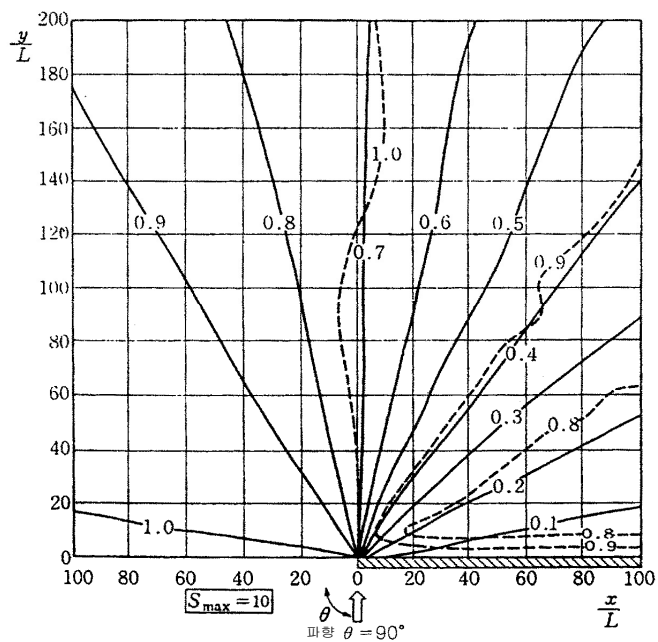
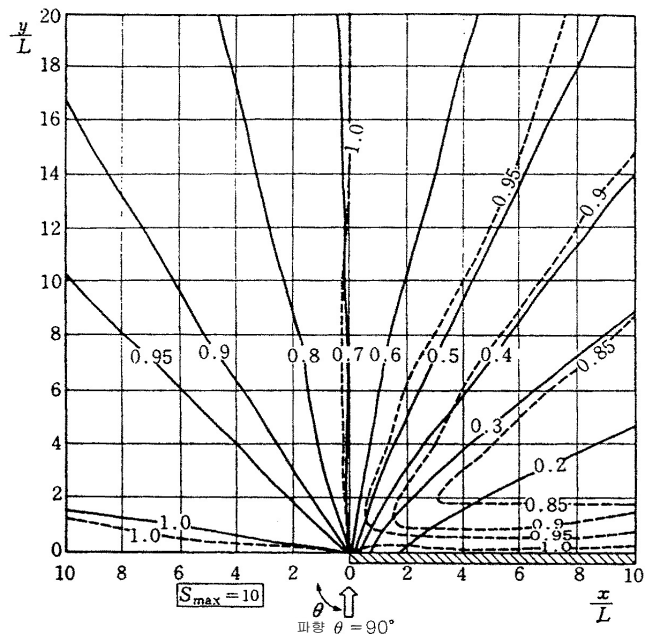
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-3) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=45^\circ$) (계속)

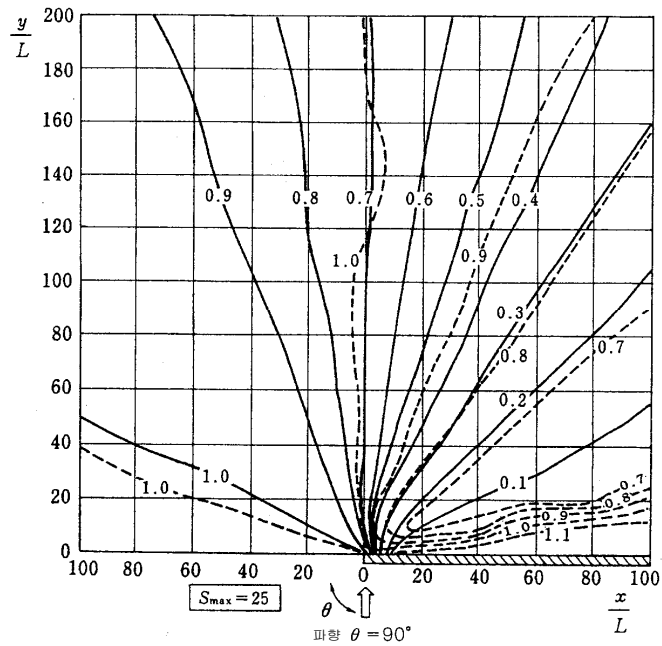
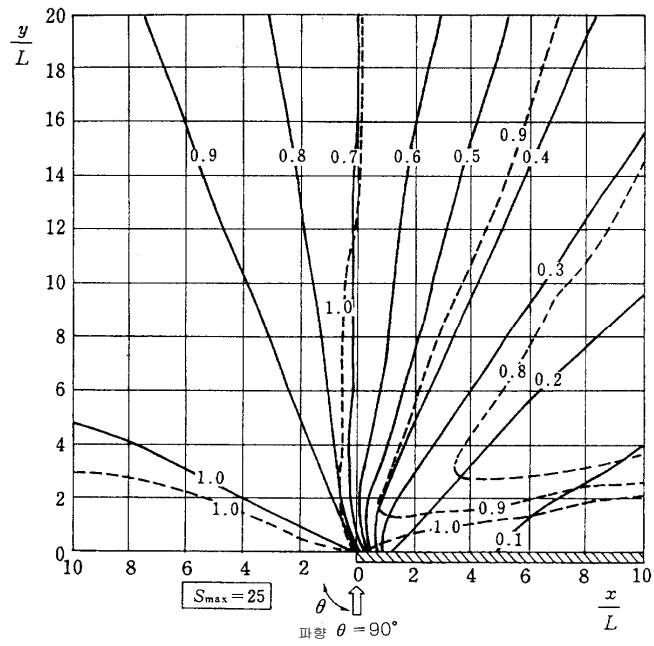
4-4 반무한제에 의한 회절그림($\theta=90^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



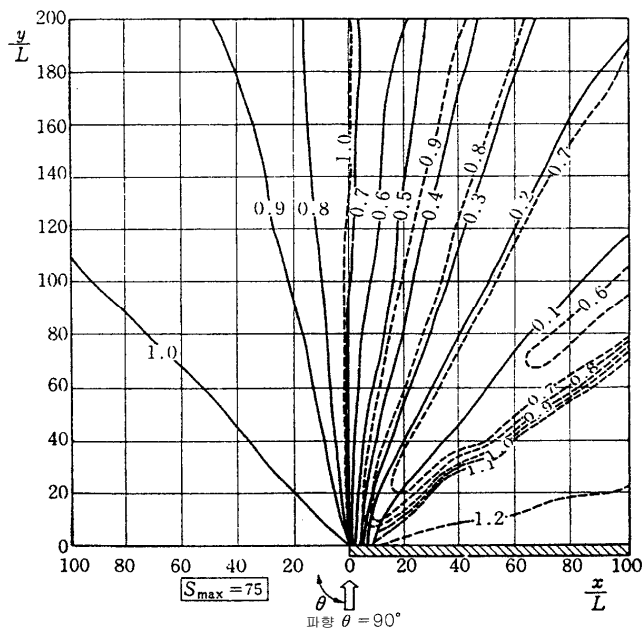
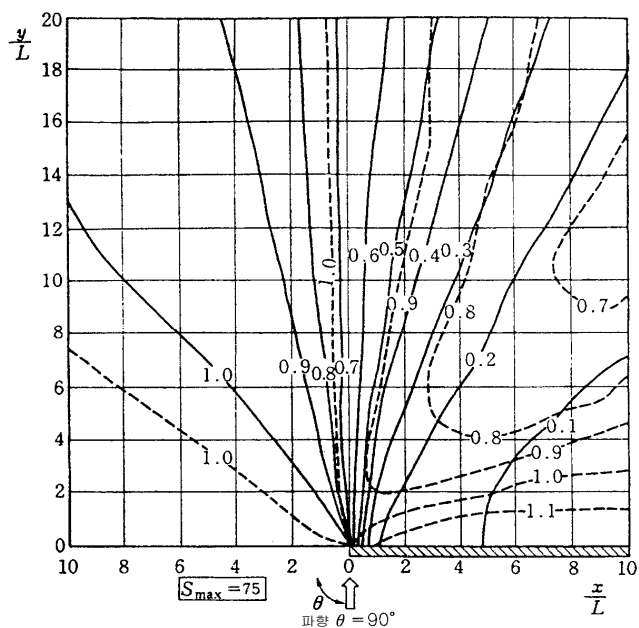
그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=90^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=90^\circ$) (계속)

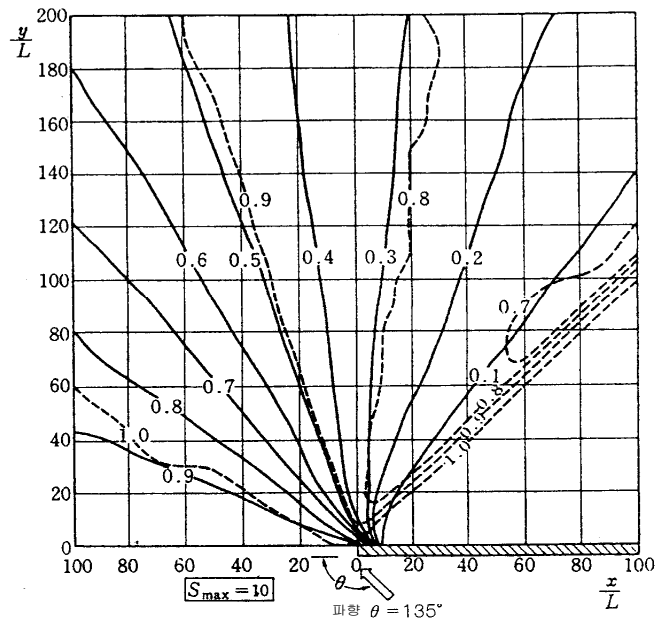
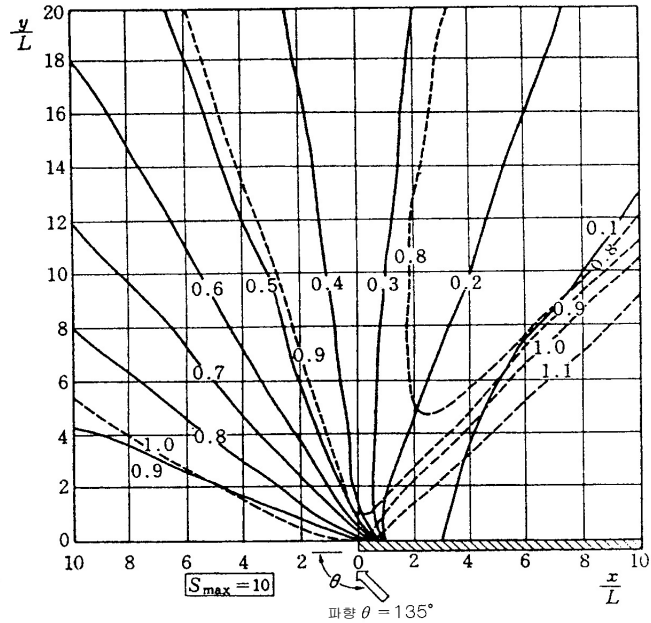
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-4) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=90^\circ$) (계속)

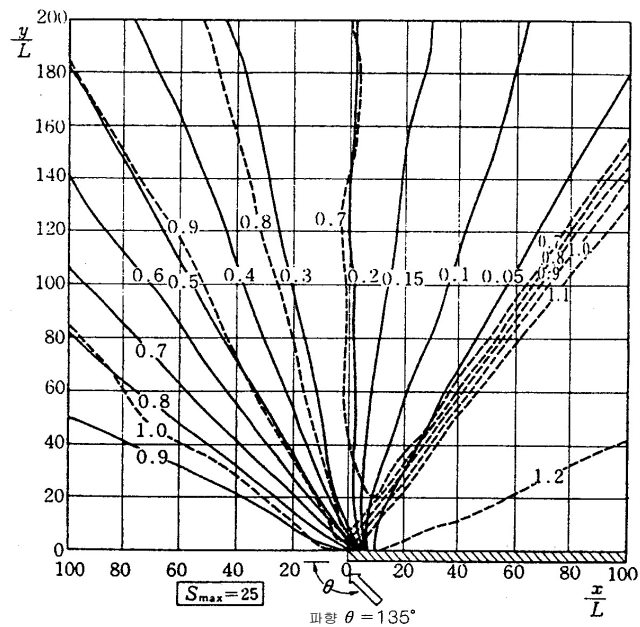
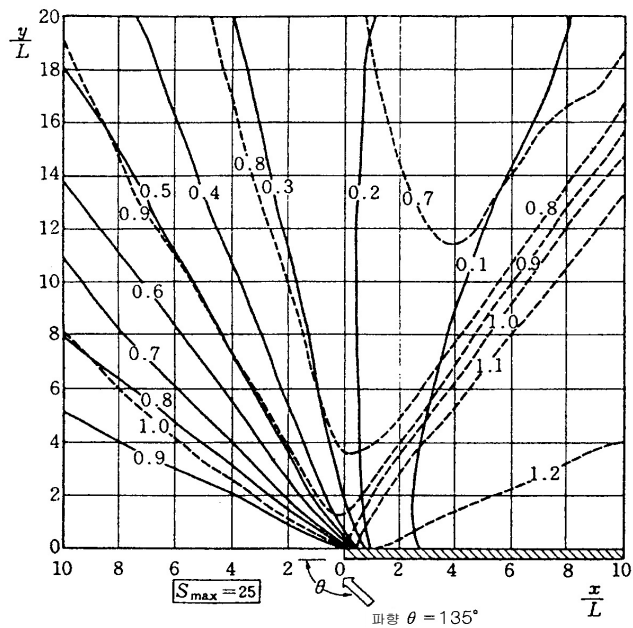
4-5 반무한제에 의한 회절그림($\theta=135^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



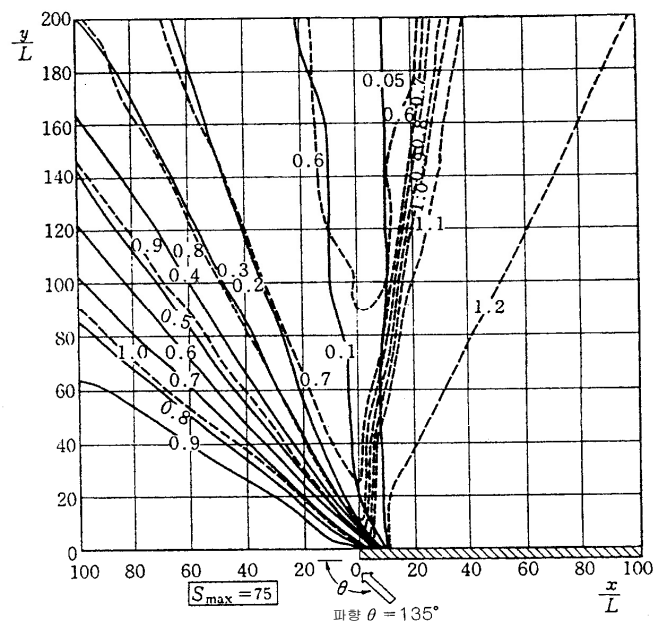
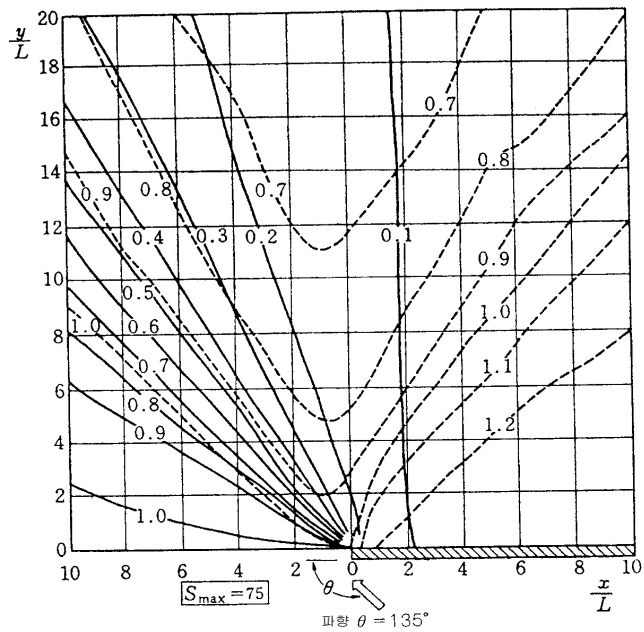
그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=135^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=135^\circ$) (계속)

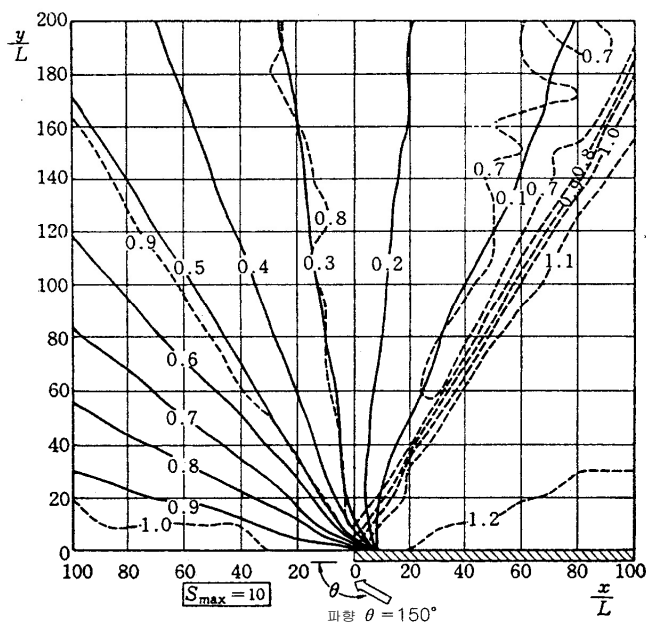
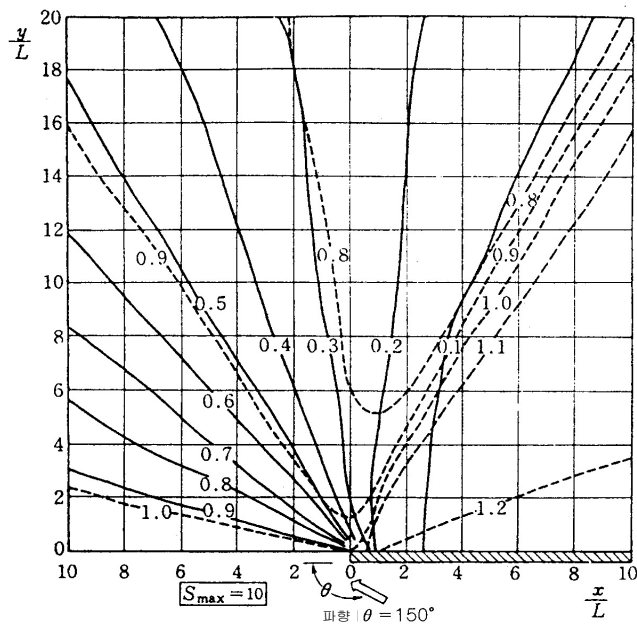
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-5) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=135^\circ$) (계속)

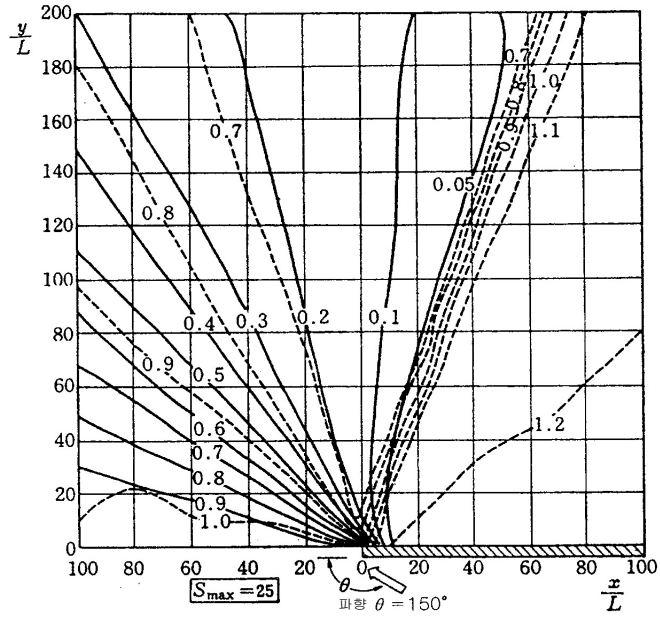
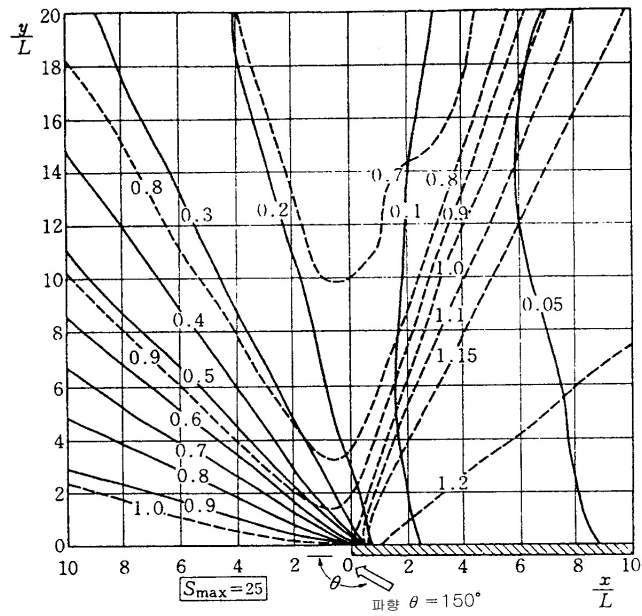
4-6 반무한제에 의한 회절그림($\theta=150^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



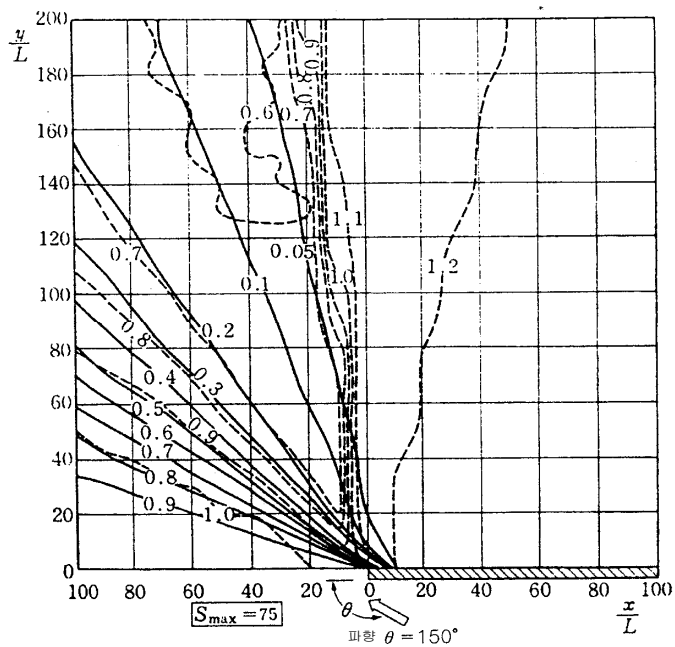
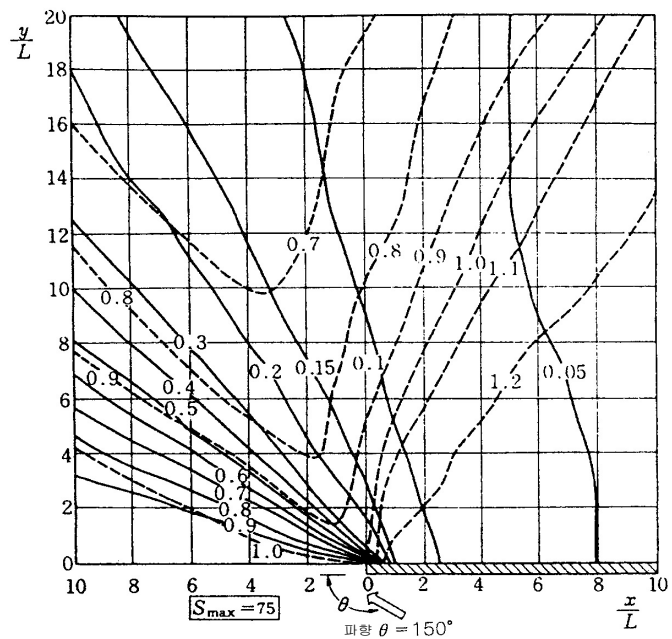
그림(4-6) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=150^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-6) 반무한계에 의한 회절그림($\theta=150^\circ$) (계속)

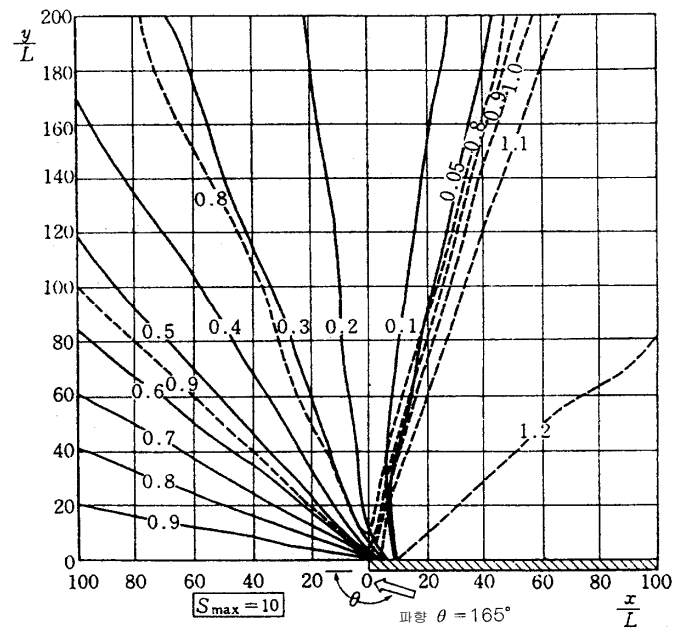
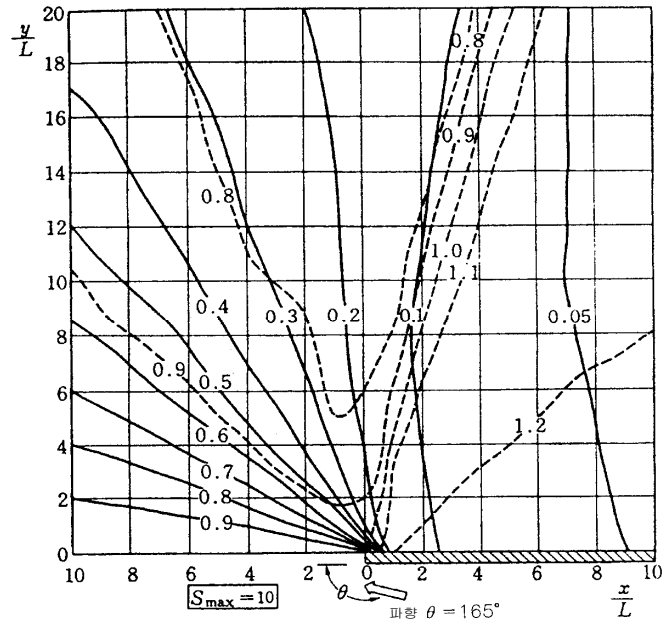
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-6) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=150^\circ$) (계속)

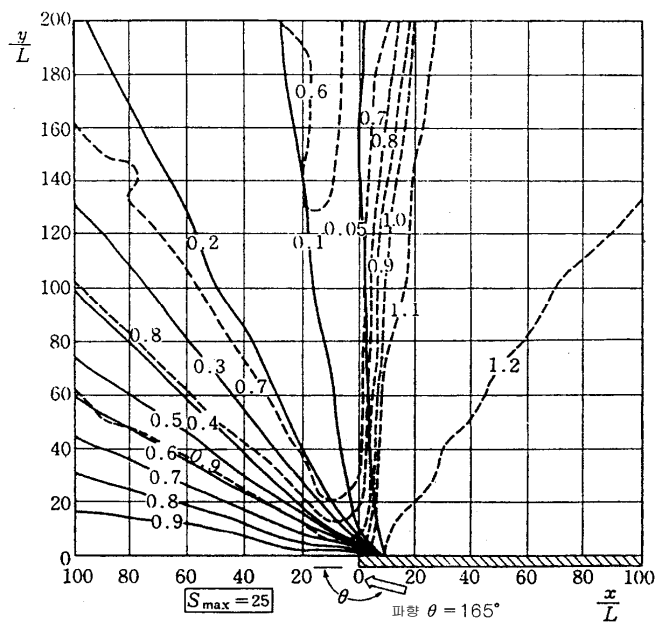
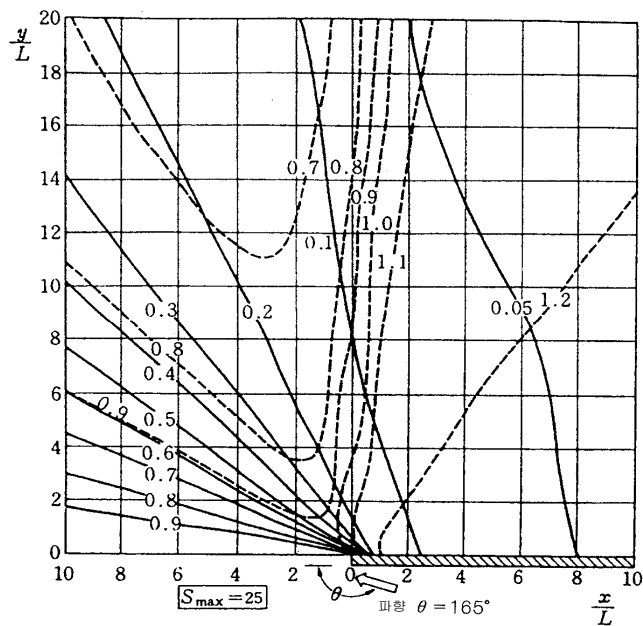
4-7 반무한제에 의한 회절그림($\theta=165^\circ$)

(1) $S_{\max} = 10$



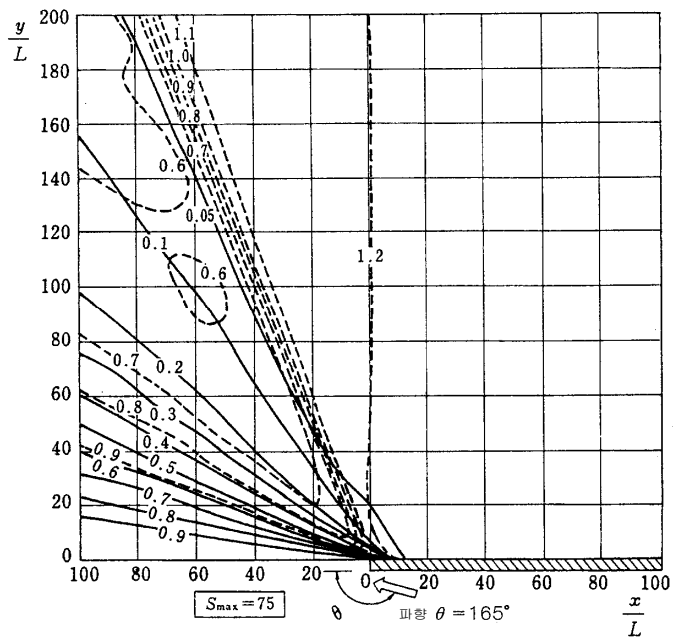
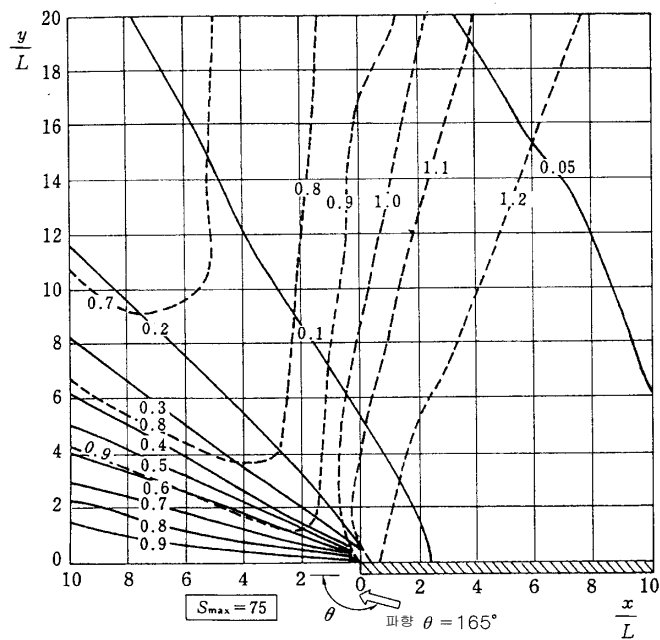
그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=165^\circ$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=165^\circ$) (계속)

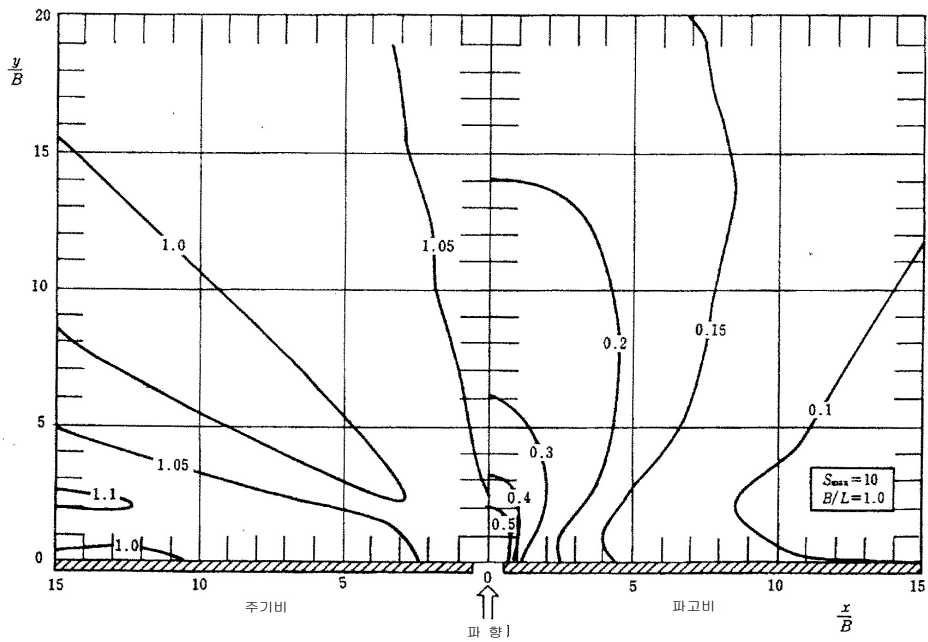
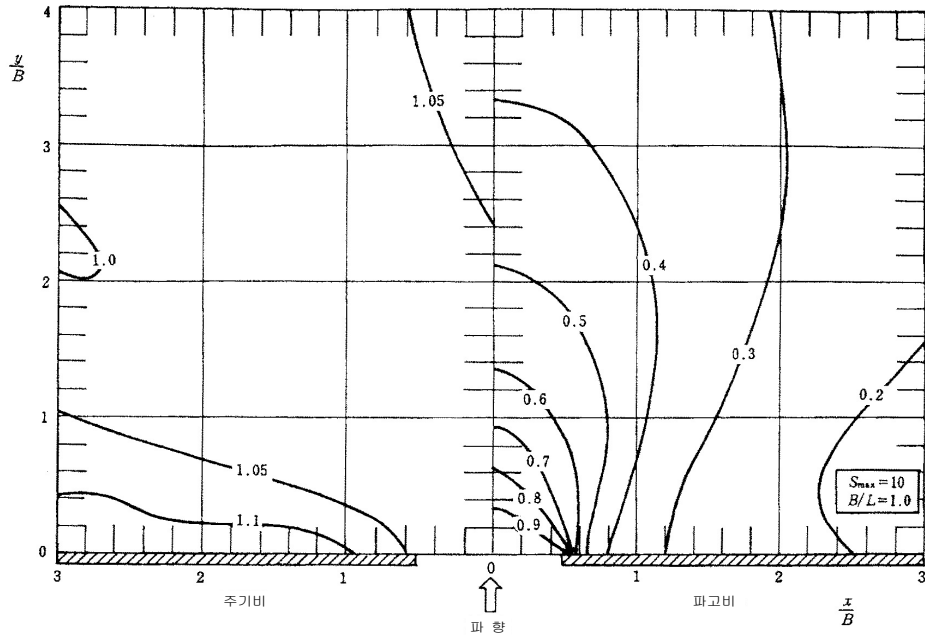
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-7) 반무한제에 의한 회절그림($\theta=165^\circ$) (계속)

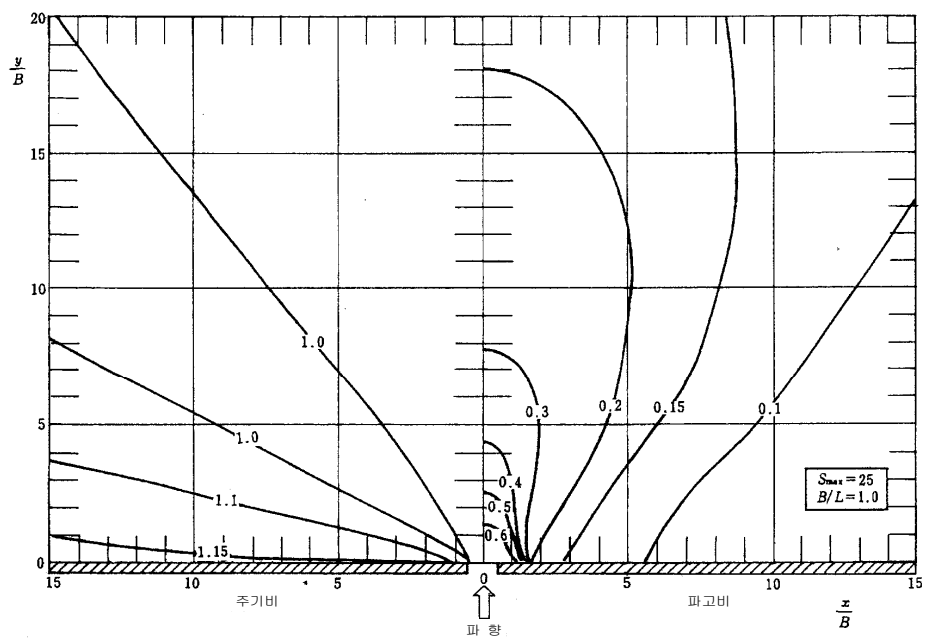
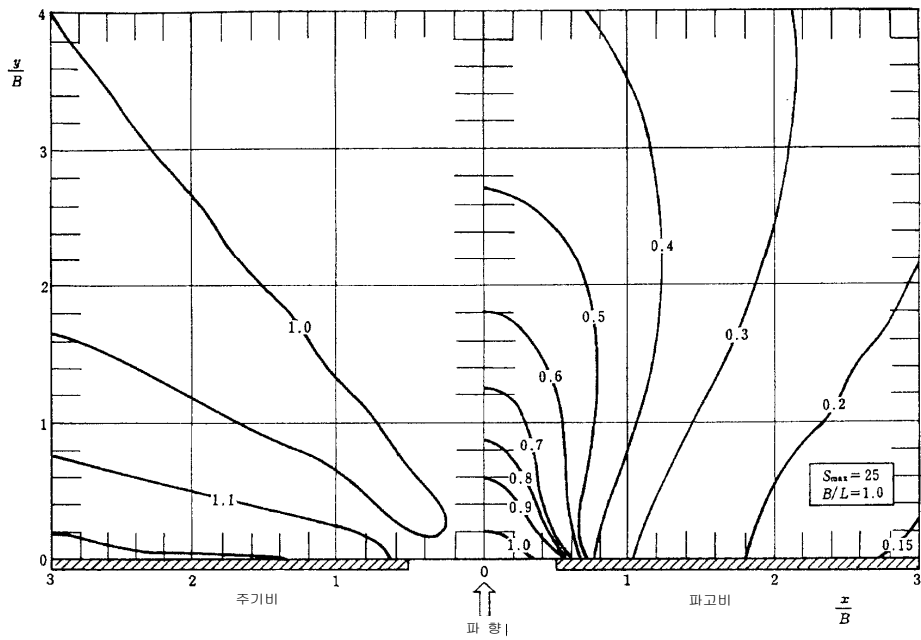
4-8 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=1.0$, $S_{\max}=10$)

(1) $S_{\max} = 10$



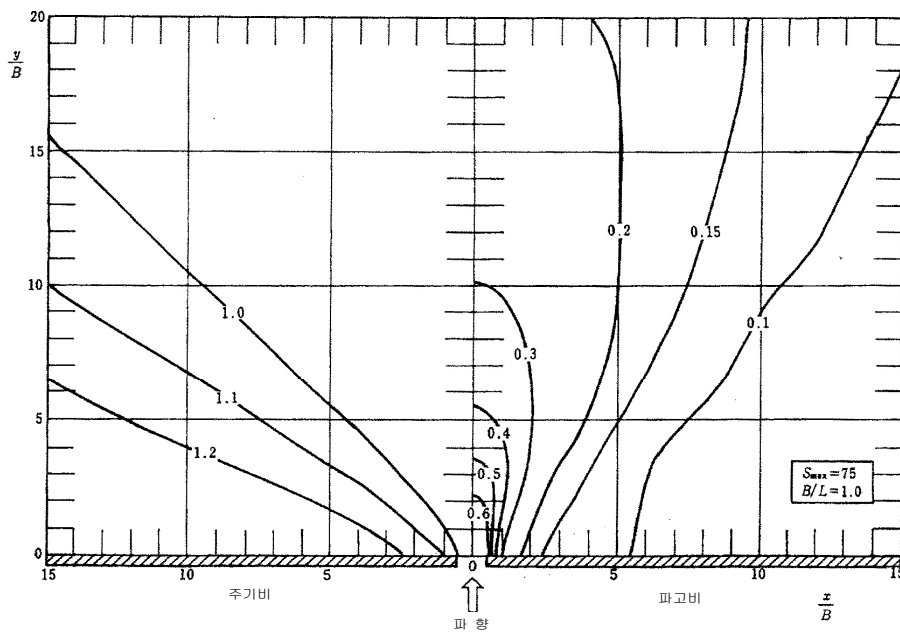
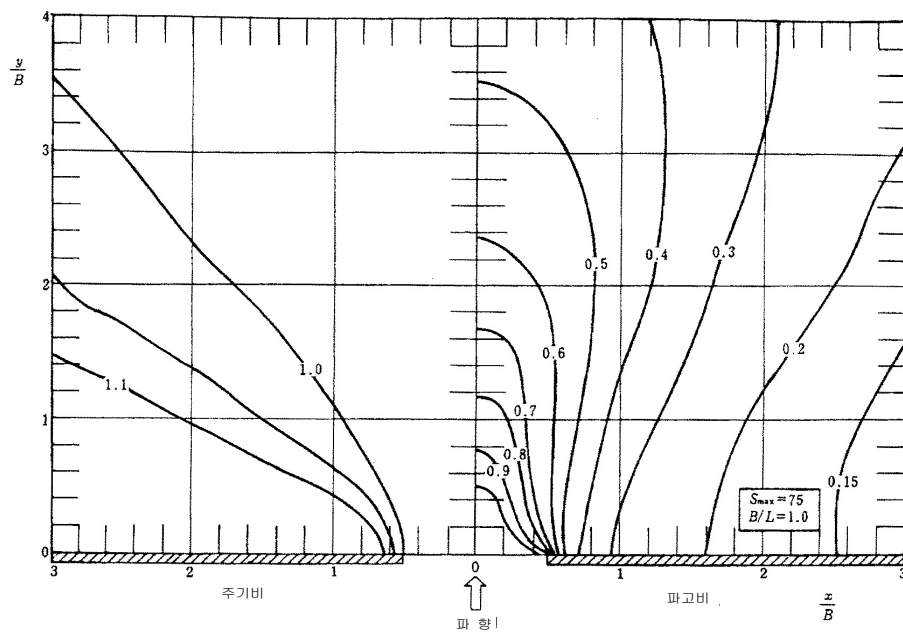
그림(4-8a) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=1.0$, $S_{\max}=10$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-8b) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=1.0$, $S_{\max}=25$)

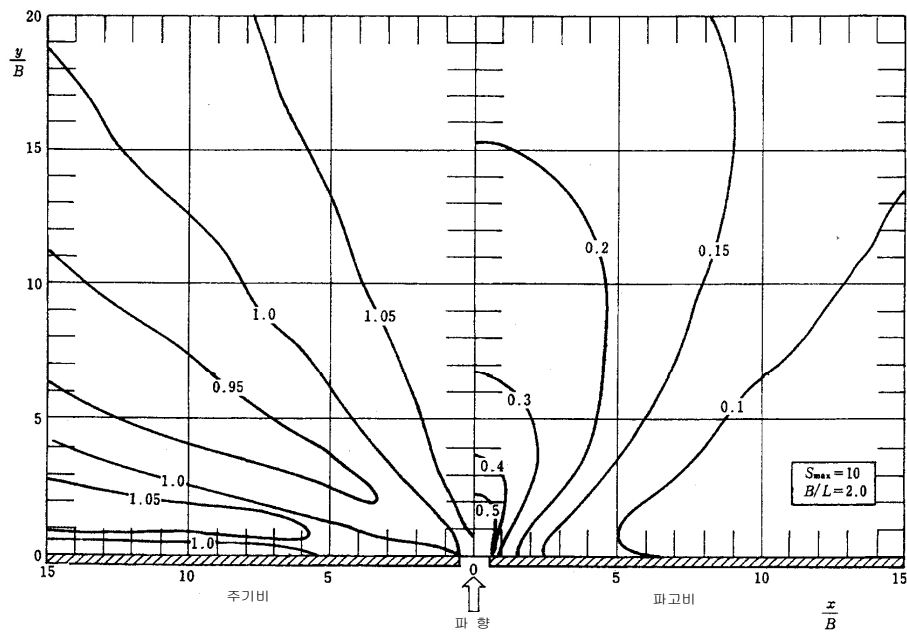
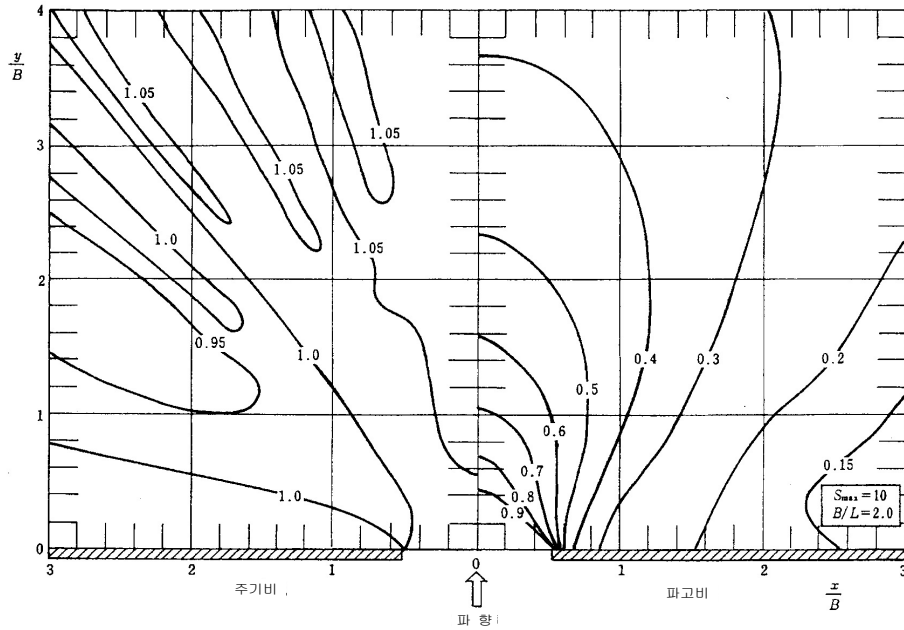
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-8c) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=1.0$, $S_{\max}=75$)

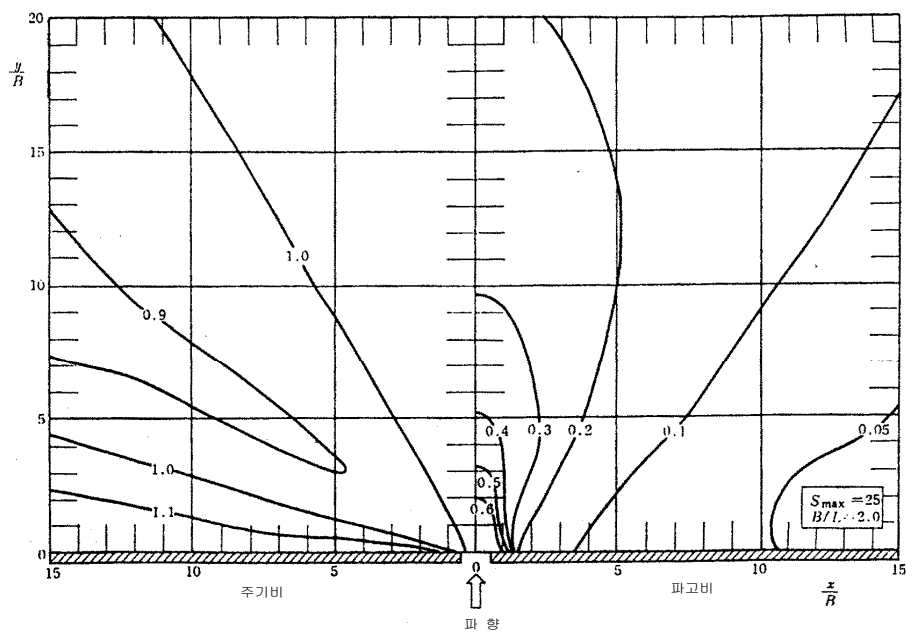
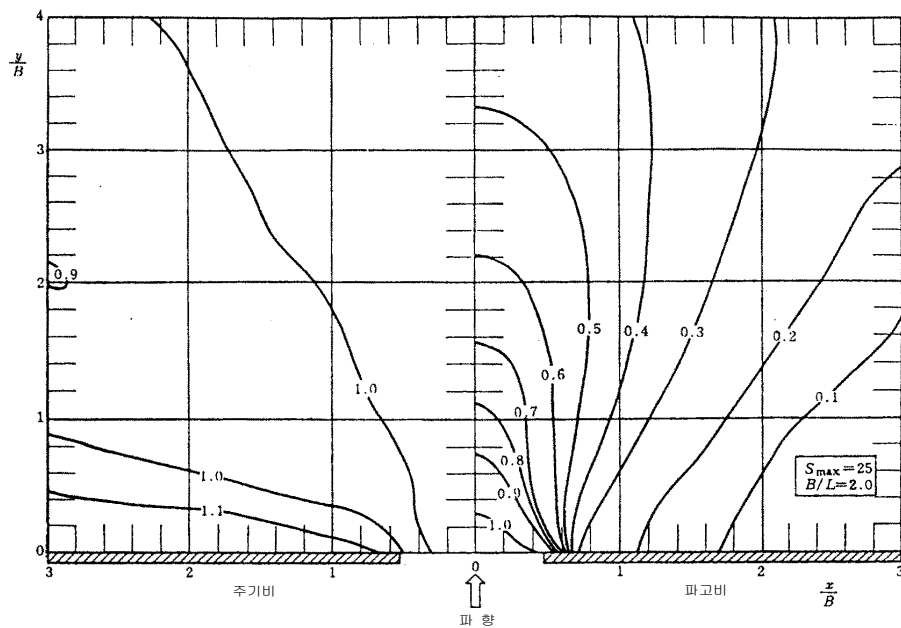
4-9 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=2.0$, $S_{\max}=10$)

(1) $S_{\max} = 10$



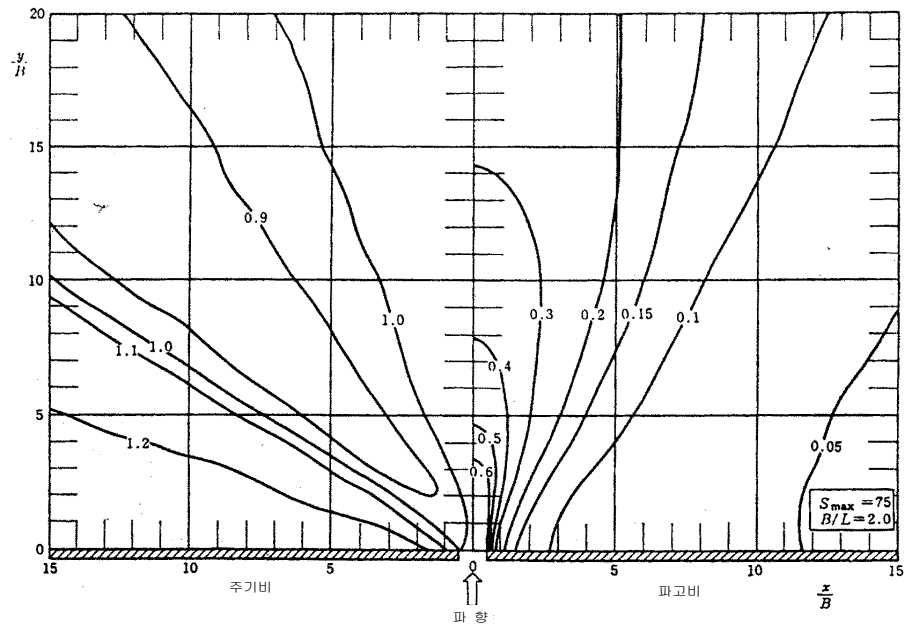
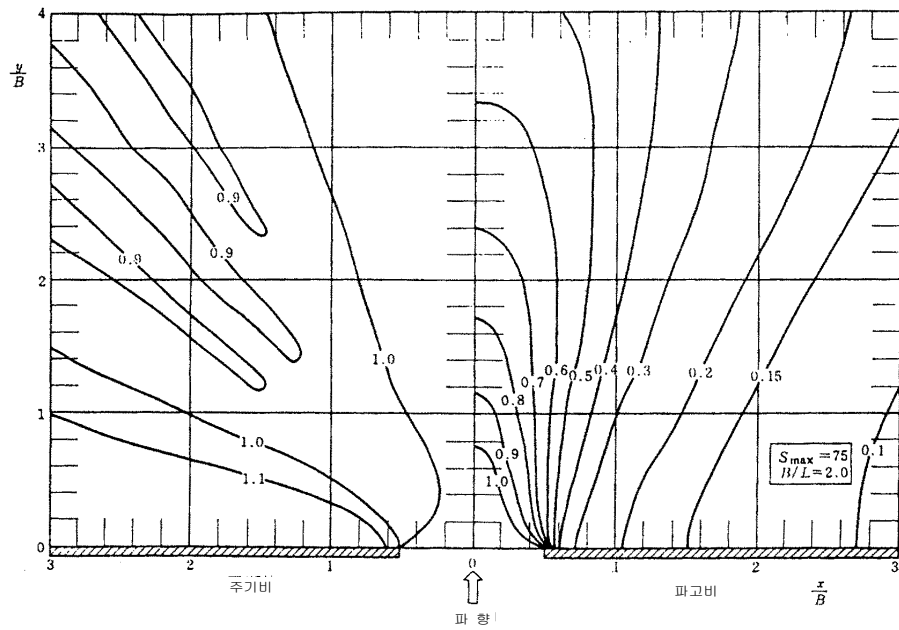
그림(4-9a) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=2.0$, $S_{\max}=10$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-9b) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=2.0$, $S_{\max}=25$)

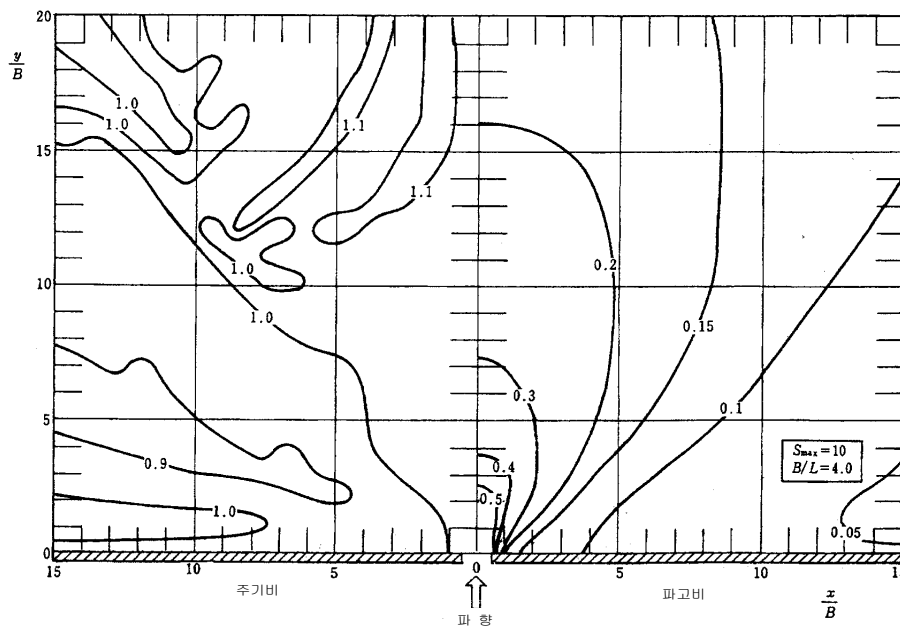
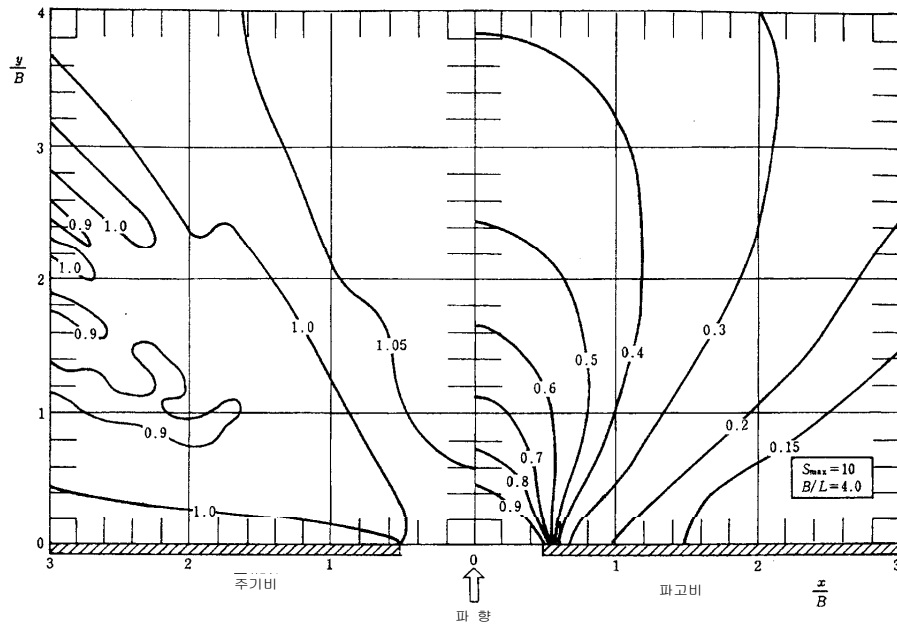
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-9c) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=2.0$, $S_{\max}=75$)

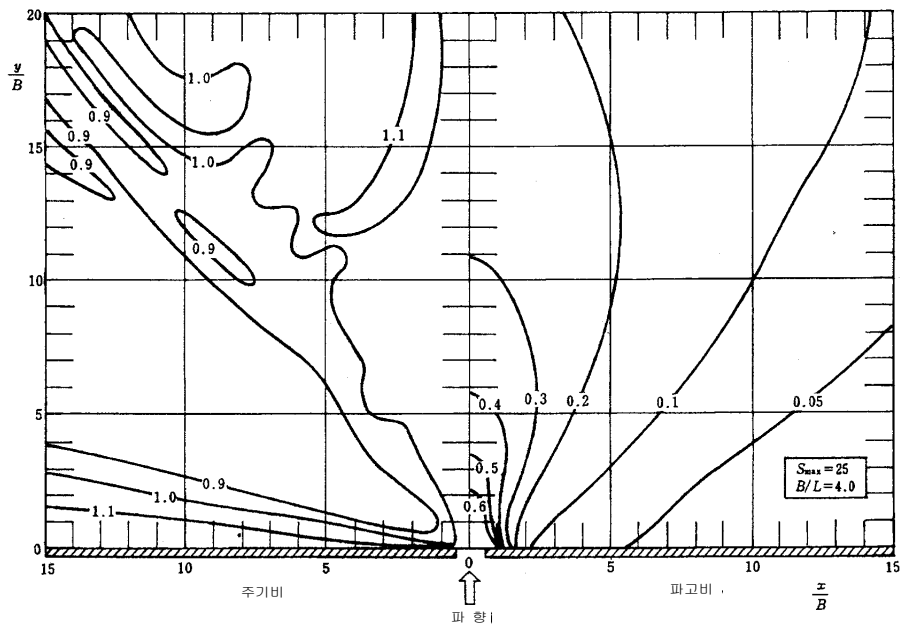
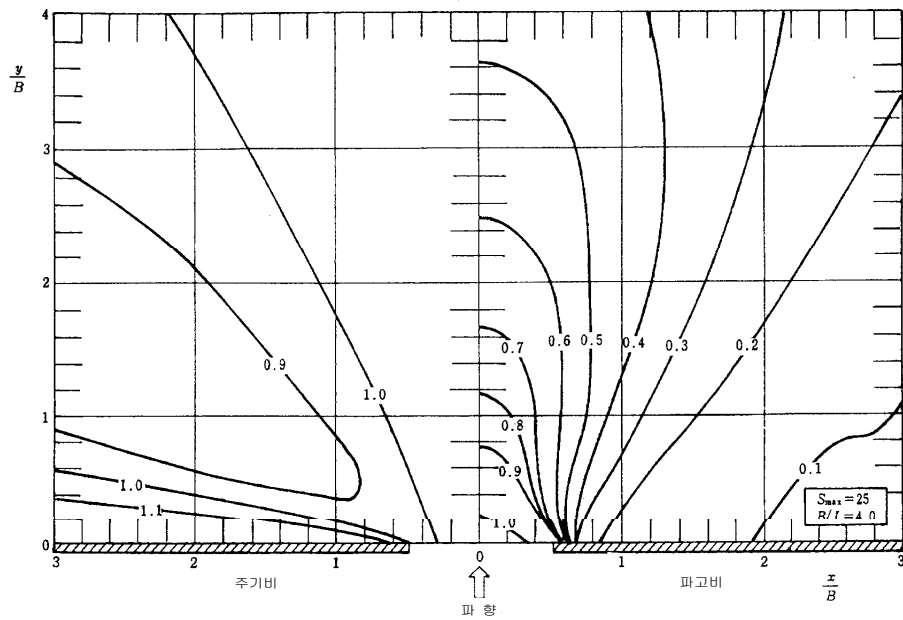
4-10 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=4.0$, $S_{\max}=10$)

(1) $S_{\max} = 10$



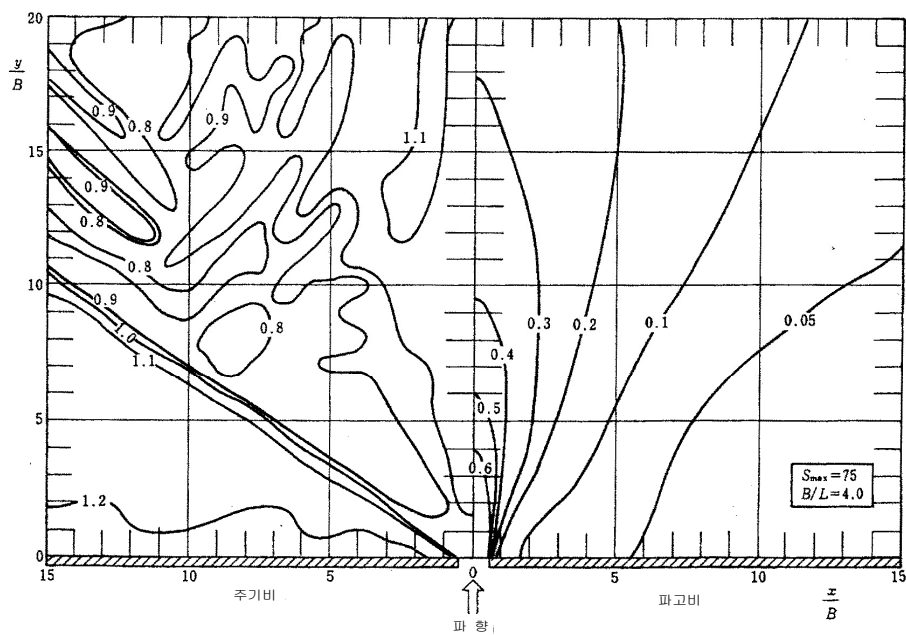
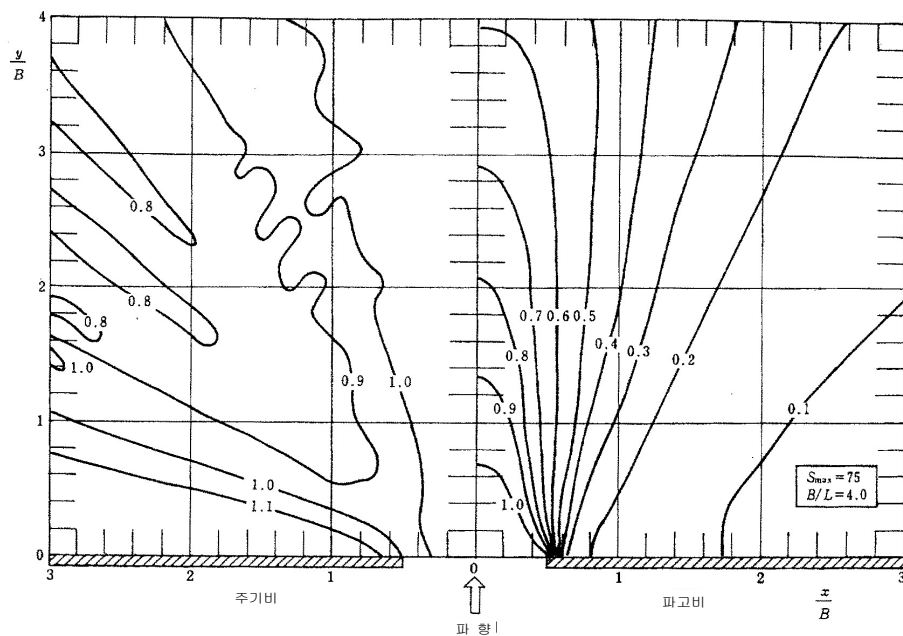
그림(4-10a) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=4.0$, $S_{\max}=10$)

(2) $S_{\max} = 25$



그림(4-10b) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=4.0$, $S_{\max}=25$)

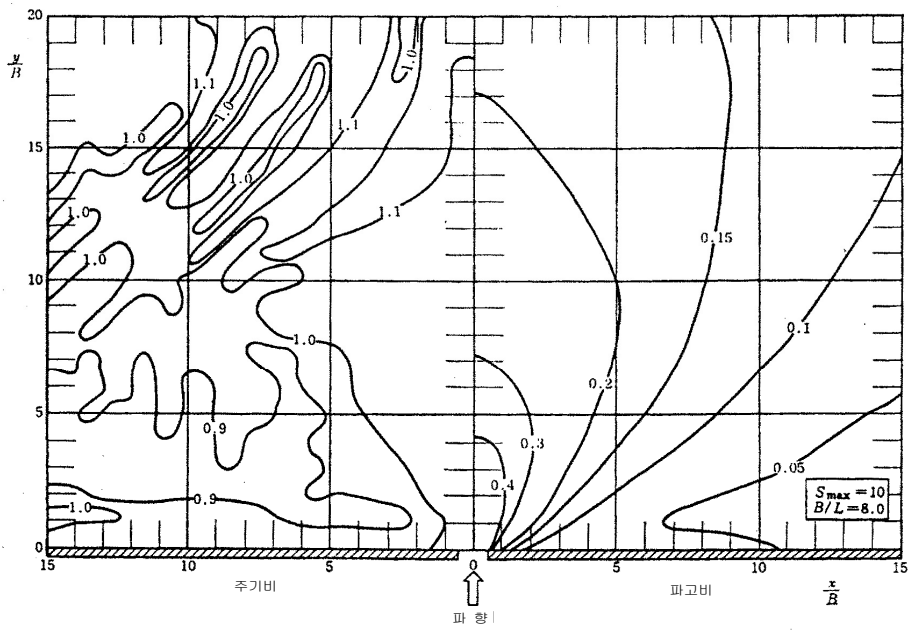
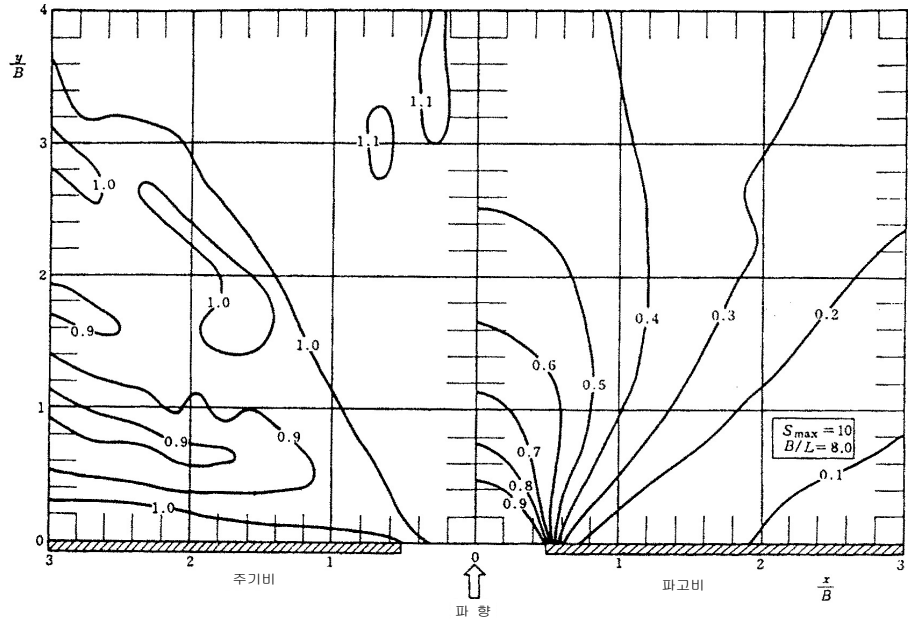
(3) $S_{\max} = 75$



그림(4-10c) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=4.0$, $S_{\max}=75$)

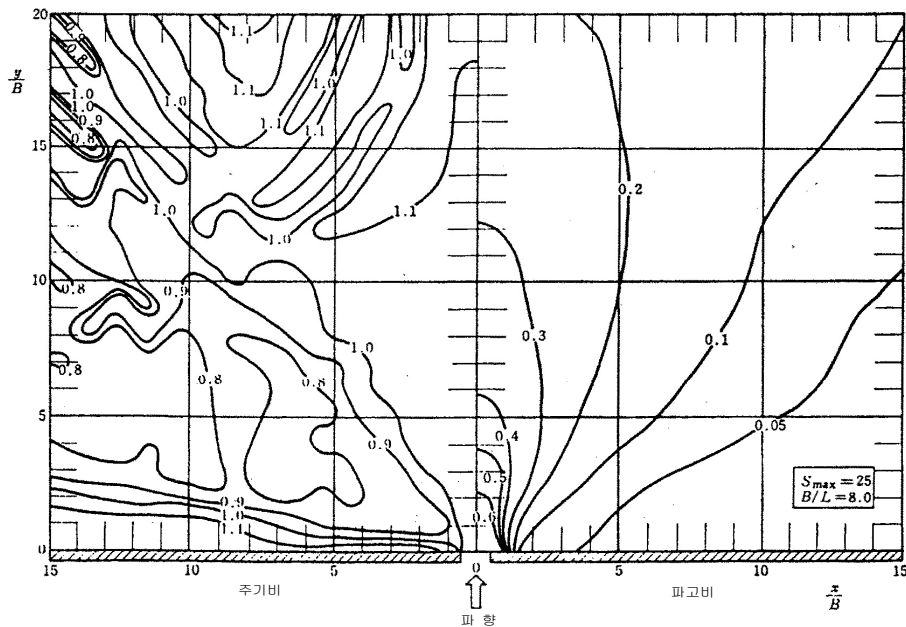
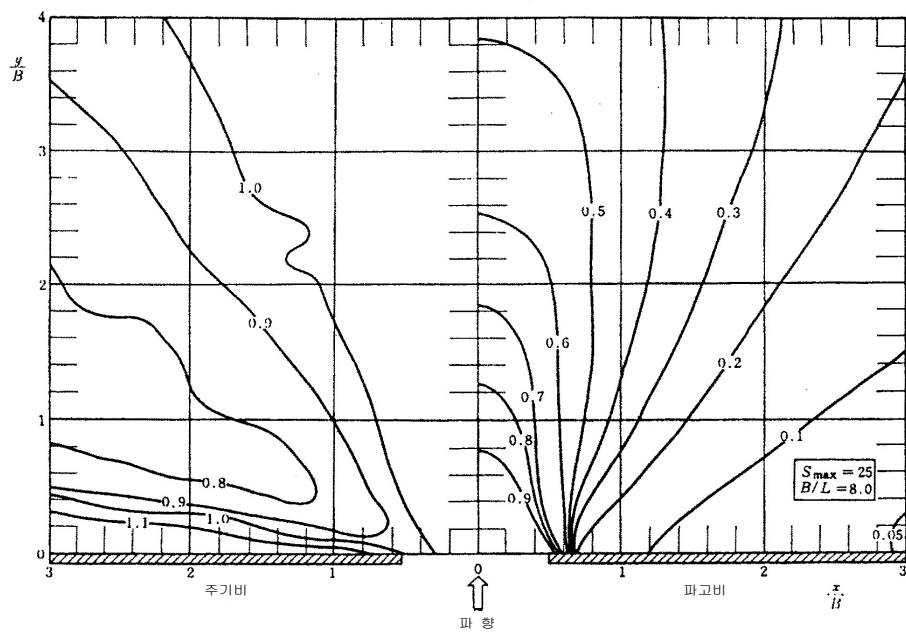
4-11 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=8.0$, $S_{\max}=10$)

(1) $S_{\max} = 10$



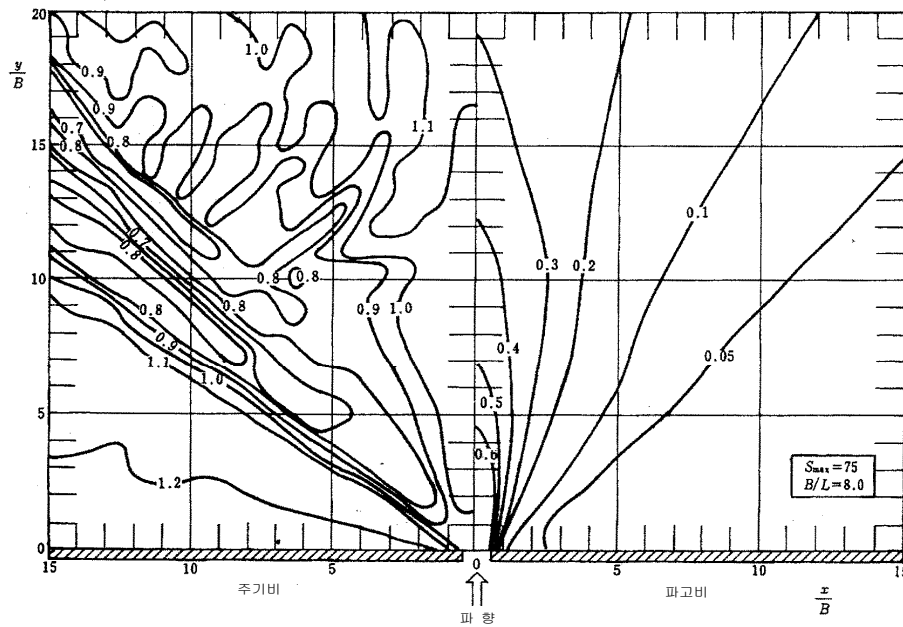
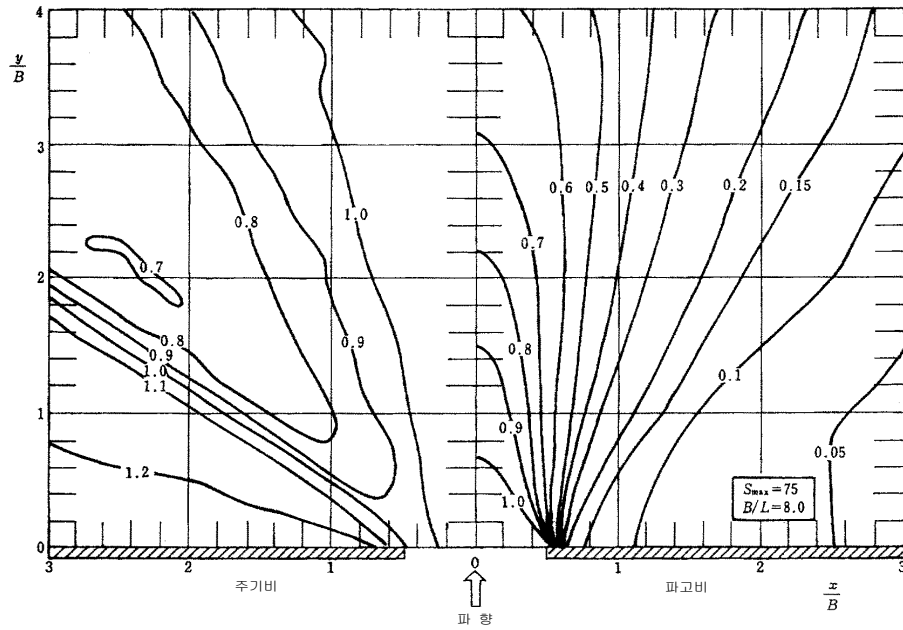
그림(4-11a) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=8.0$, $S_{\max}=10$)

(2) $S_{\max} = 25$



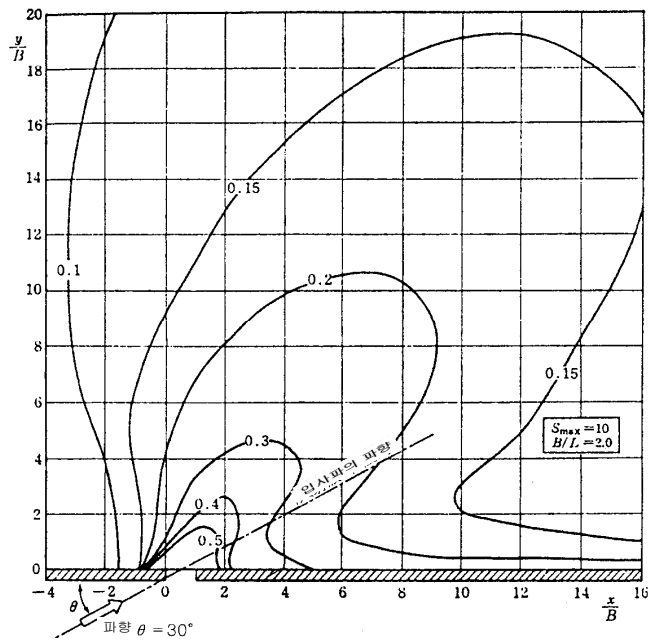
그림(4-11b) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=8.0$, $S_{\max}=25$)

(3) $S_{\max} = 75$

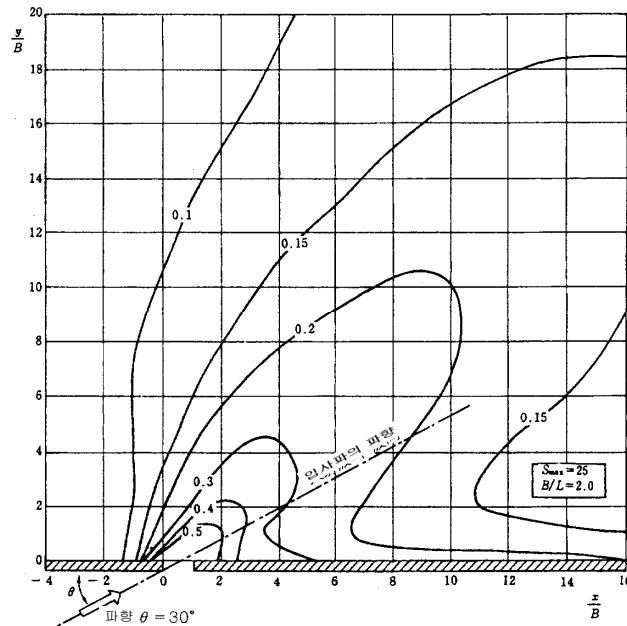


그림(4-11c) 개구방파제에 의한 회절그림($B/L=8.0$, $S_{\max}=75$)

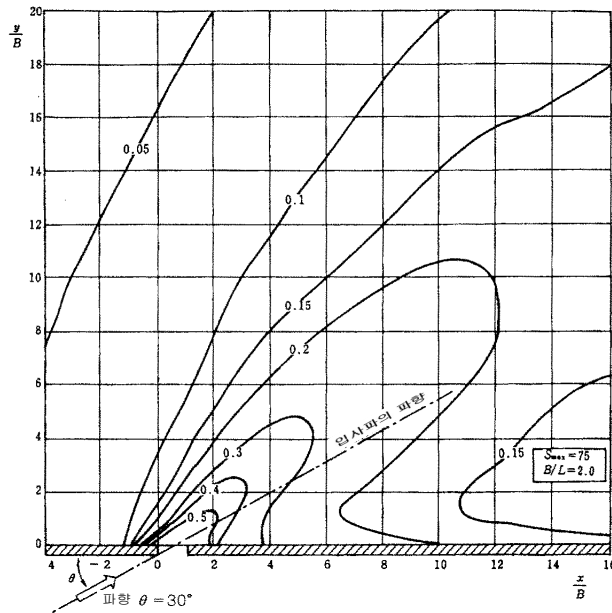
4-12 경사진 입사파의 회절그림($B/L=2.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=10$)



그림(4-12a) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=2.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=10$)

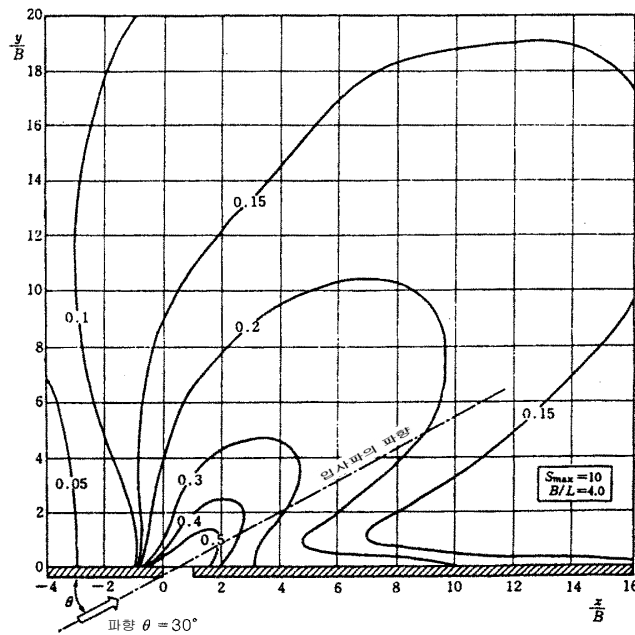


그림(4-12b) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=2.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=25$)

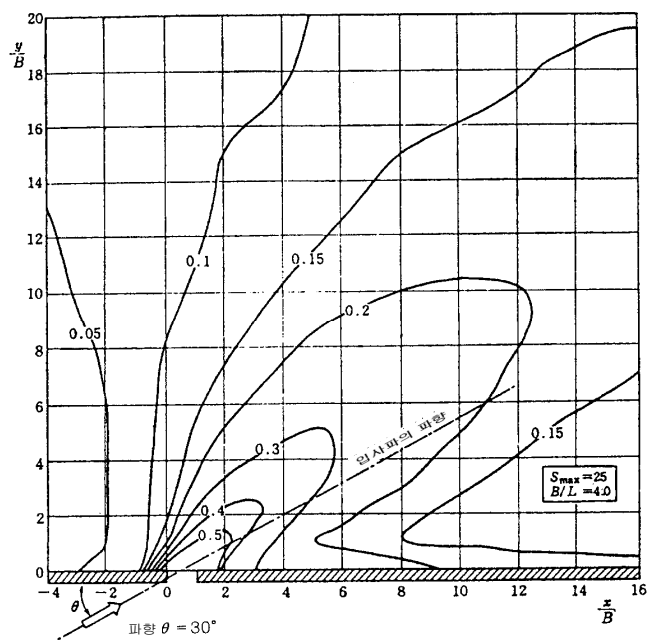


그림(4-12c) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=2.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=75$)

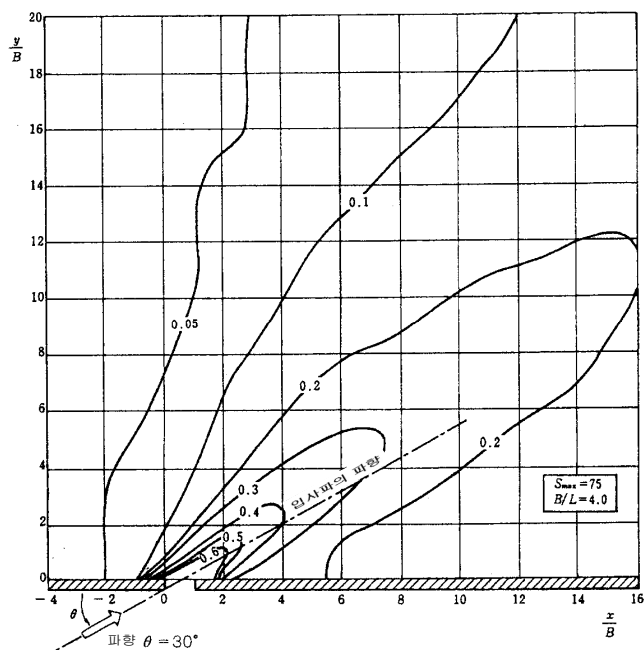
4-13 경사진 입사파의 회절그림($B/L=4.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=10$)



그림(4-13a) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=4.0$, $\theta=30^\circ$, $S_{\max}=10$)

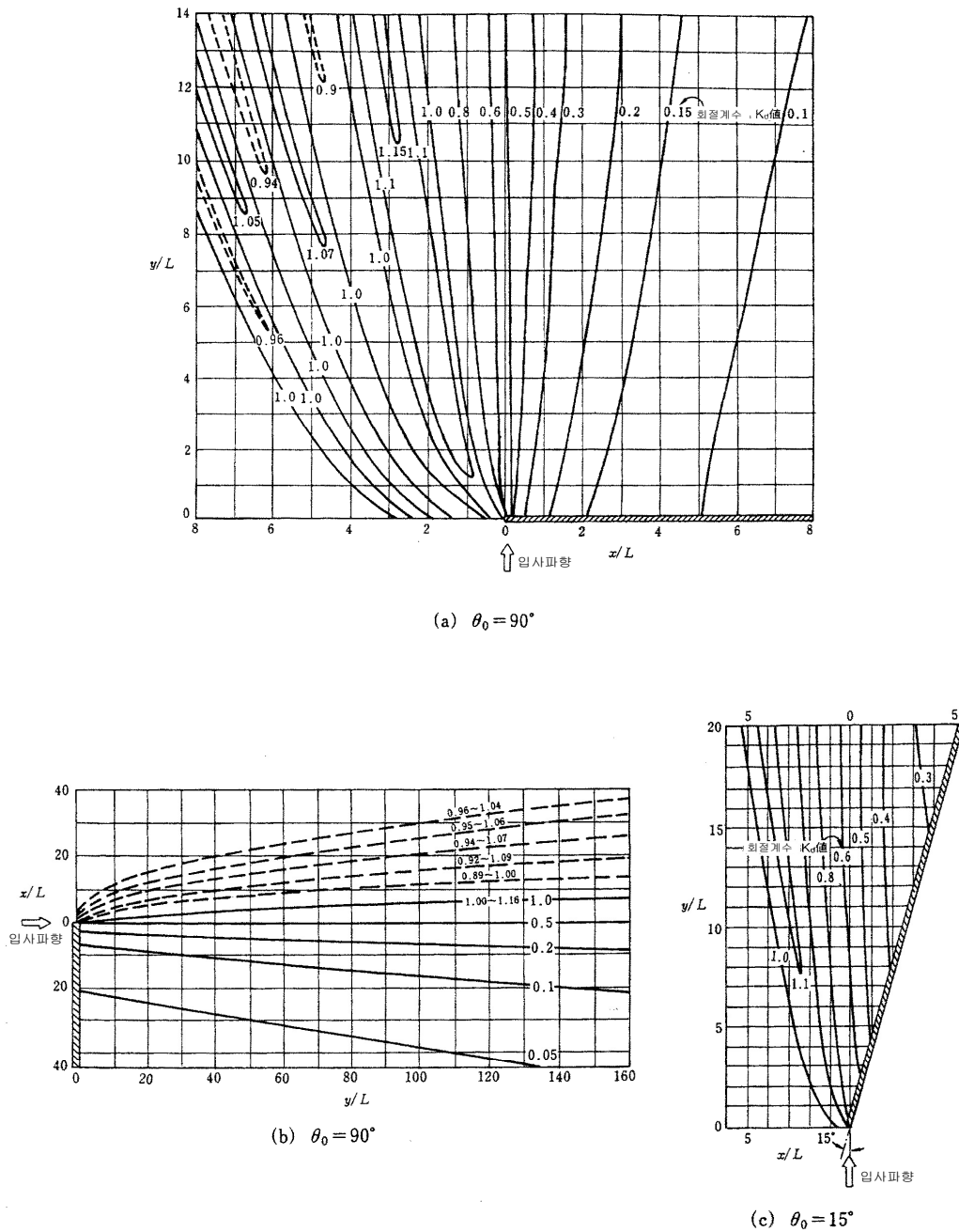


그림(4-13b) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=4.0$, $\Theta=30^\circ$, $S_{\max}=25$)



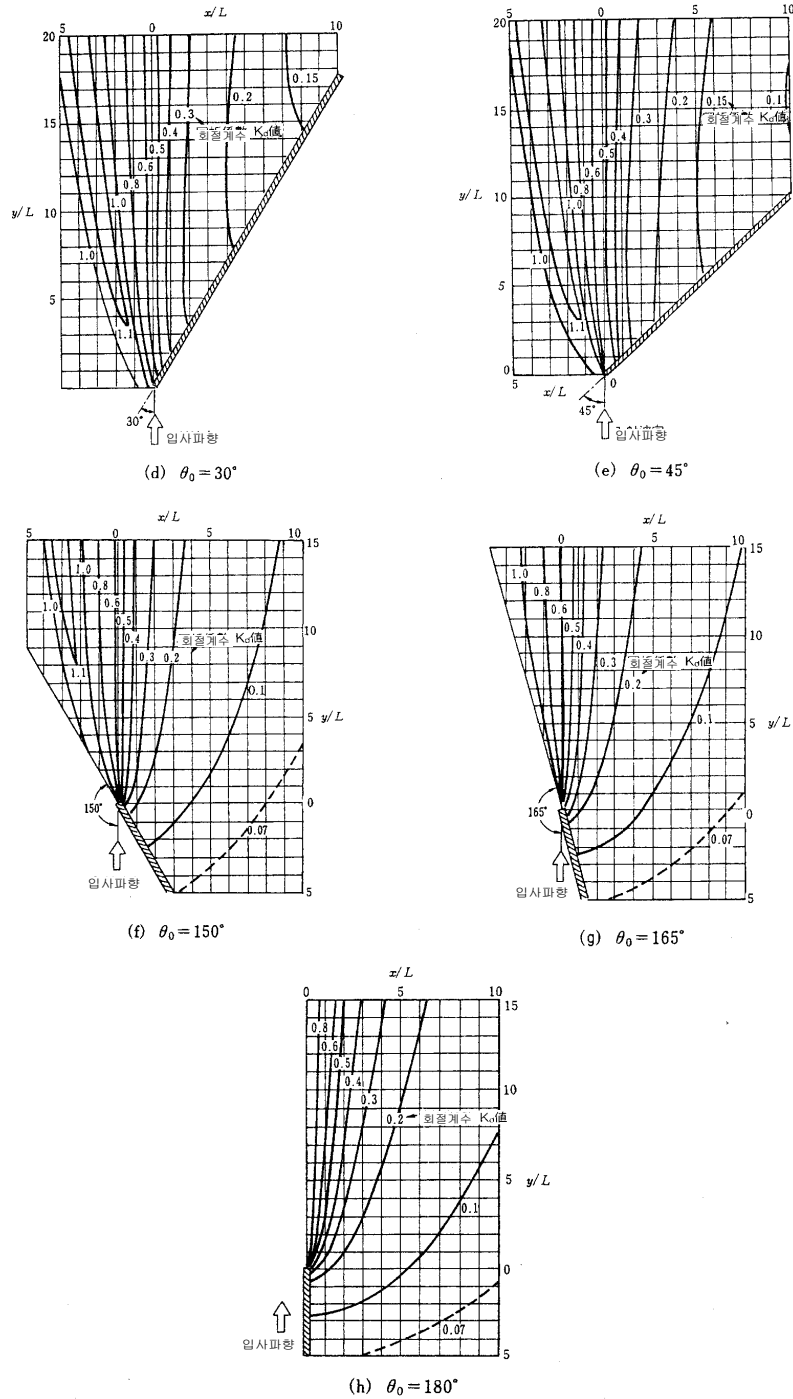
그림(4-13c) 경사진 입사파의 회절그림($B/L=4.0$, $\Theta=30^\circ$, $S_{\max}=75$)

4-14 반무한제에 의한 규칙파의 회절도



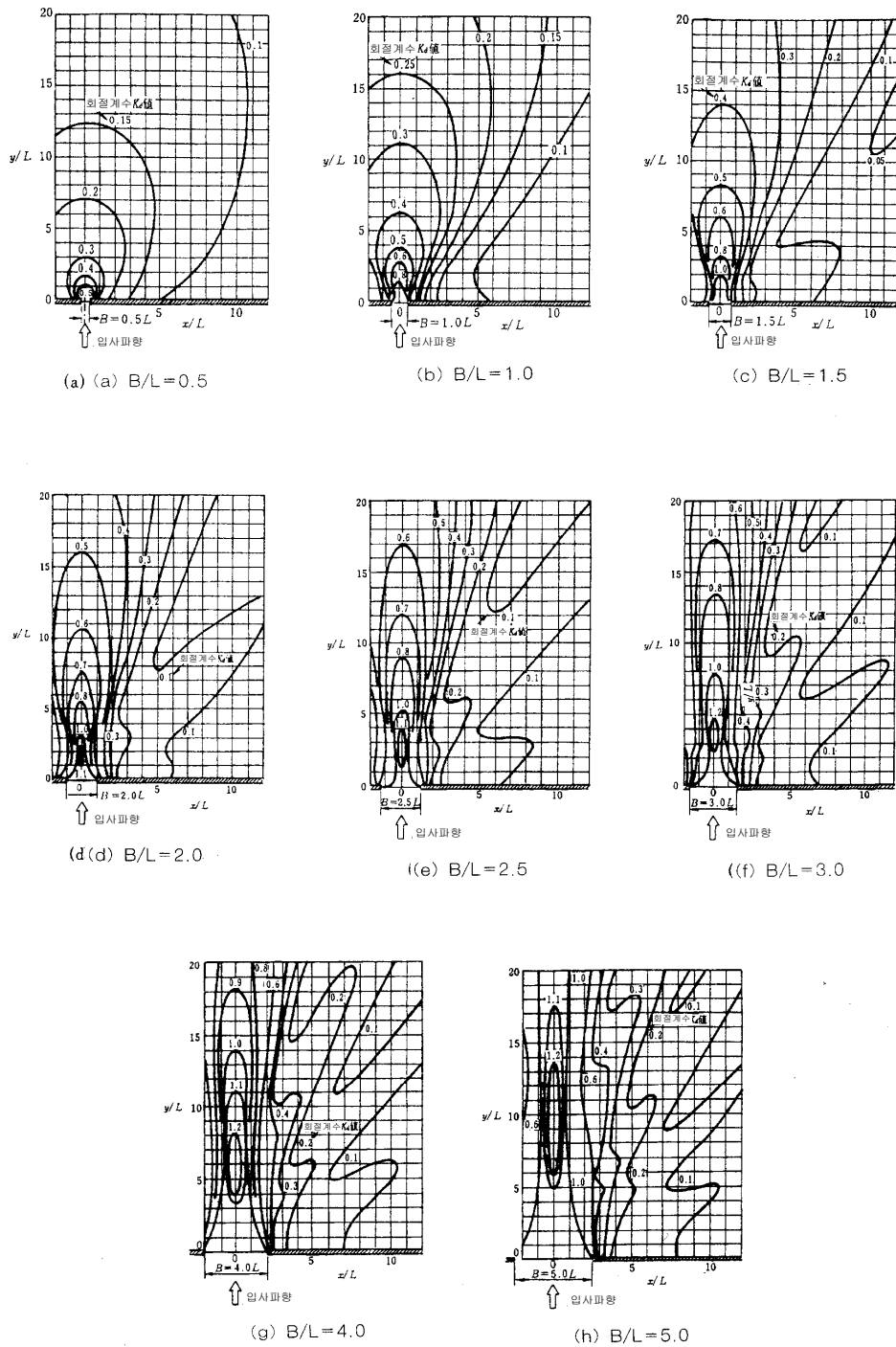
그림(4-14) 반무한제에 의한 규칙파의 회절도

4-15 반무한제에 의한 규칙파의 회절도



그림(4-15) 반무한제에 의한 규칙파의 회절도

4-16 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도



그림(4-16) 개구부를 갖는 방파제에 의한 규칙파의 회절도

부 록 5 편

판의 휨 모멘트 계산수표



부록 5편 판의 휨모멘트 계산수표

5-1 판의 휨모멘트 계산수표

(1) 일 반

판의 휨모멘트 계산수표는 등분포하중 또는 3각형 분포하중을 받는 3변 고정 1변자유판 및 4변 고정판의 휨모멘트를 구하기 위한 것이다.

계산법은 식(5-1)에 의한 얇은 판의 기초방정식을 해석적으로 풀 것이다. 즉, 수 종류의 Levy형의 해를 종합하여 소요 지지조건을 만족하도록 적분정수를 정하는 방법이다. 적분정수는 조건식을 후리에 급수로 전개하여 구하였다.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D} \quad (5-1)$$

여기서,

w : 변위(deflection) (m)

P : 하중강도 (kN/m²)

D : 판의강도 (kN · m) $D = \frac{E_t^3}{12(1-\nu^2)}$

E : 판의 탄성계수

t : 판 두께 (m)

ν : 포아송(poisson)비 $\nu = \frac{1}{6}$

(2) 3변고정 1변자유판의 계산수표

계산수표는 그림(5-1)(a)~(b)와 같이 자유변의 방향을 y 좌표, 이에 직각인 방향을 x 좌표로 하고 y 방향의 변을 4등분, x 방향의 변을 6등분 및 8등분하고 있다.

각 격자점에서의 휨모멘트는 식(5-2), 식(5-3)에 의하여 구한다.

$\lambda \leq 1$ 의 경우

$$M_x = Xq \ell_x^2 \quad (5-2)$$

$$M_y = Yq \ell_x^2$$

$\lambda > 1$ 의 경우

$$M_x = Xq \ell_y^2 \quad (5-3)$$

$$M_y = Yq \ell_y^2$$

여기서,

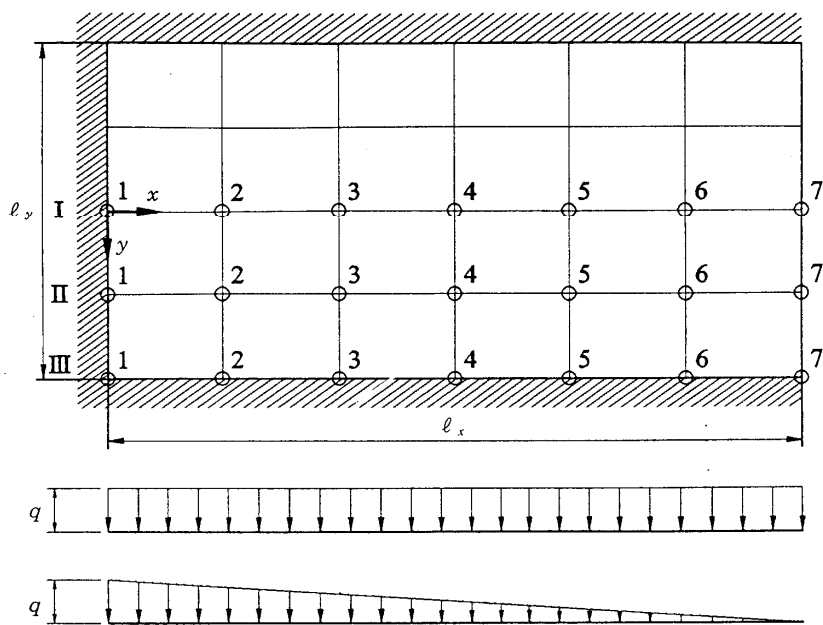
λ : 변장비 $\lambda = \ell_x / \ell_y$

M_x, M_y : 구하는 점에서 x 방향, y 방향의 휨모멘트 (kN · m/m)

X, Y : 구하는 점에서 x 방향, y 방향의 휨모멘트 계수

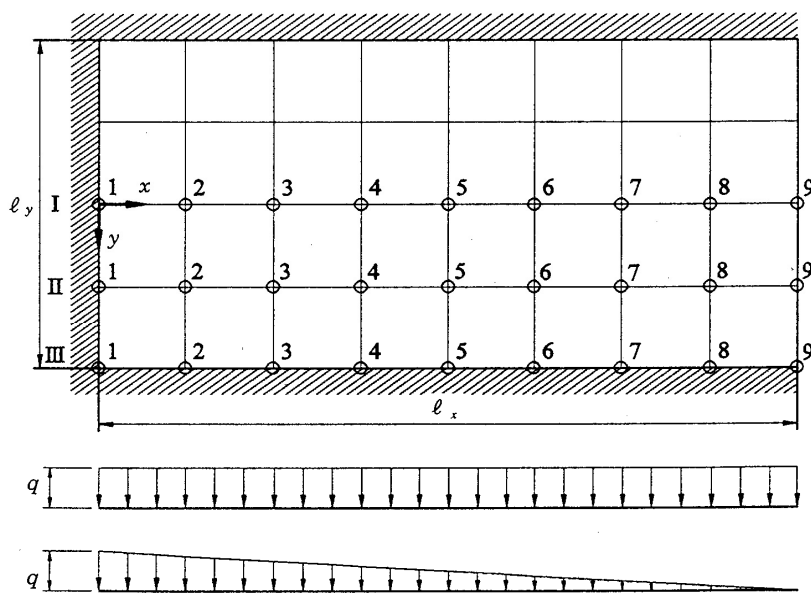
ℓ_x, ℓ_y : x 방향, y 방향의 길이

q : 등분포하중의 경우는 하중강도, 3각형 분포하중의 경우는 최대하중강도



6 등분

그림(5-1)(a) 3변고정1변자유판

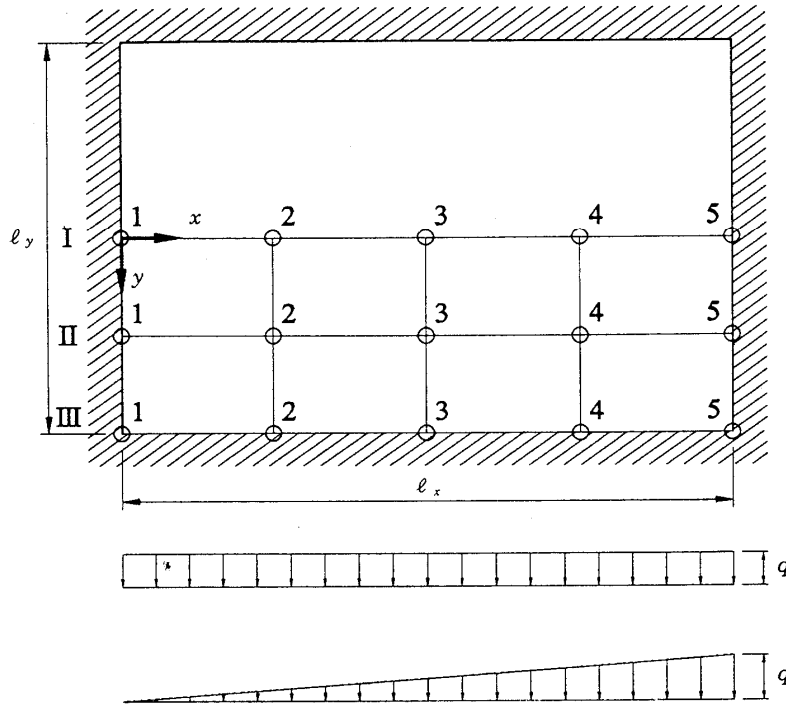


8 등분

그림(5-1)(b) 3변고정1변자유판

(3) 4변고정판의 계산수표

계산수표는 그림(5-2)와 같이 x방향, y방향을 정하고 격자는 일변을 4등분하고 있다.
 각 격자점에서의 휨모멘트는 식(5-2), 식(5-3)에 의하여 구한다.



그림(5-2) 4변고정판

(4) 계산수표

3변고정1변자유판의 휨모멘트계수에 대하여는 x방향변을 6등분한 경우는 표(5-1)①~⑦를, 8등분한 경우는 표(5-2)①~⑦를 참조할 것.

또, 4변고정판에 대하여는 표(5-3)①~⑤를 참조할 것.

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분)

① $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
0.30	등분포 하중	X	I	-0.3819	-0.2308	-0.1193	-0.0434	0.0002	0.0143	0
			II	-0.2656	-0.1504	-0.0723	-0.0230	0.0035	0.0108	0
			III	0	-0.0031	-0.0128	-0.0249	-0.0379	-0.0533	0
		Y	I	-0.0636	-0.0347	-0.0061	0.0204	0.0436	0.0625	0.0762
			II	-0.0443	-0.0206	0.0024	0.0226	0.0391	0.0519	0.0614
			III	0	-0.0186	-0.0770	-0.1495	-0.2277	-0.3196	-0.4201
	삼각형분포 하중	X	I	-0.1353	-0.0654	-0.0219	0.0009	0.0086	0.0067	0
			II	-0.1021	-0.0427	-0.0095	0.0053	0.0082	0.0049	0
			III	0	-0.0023	-0.0061	-0.0092	-0.0116	-0.0141	0
		Y	I	-0.0225	-0.0098	0.0002	0.0078	0.0134	0.0175	0.0207
			II	-0.0170	-0.0056	0.0032	0.0091	0.0127	0.0148	0.0164
			III	0	-0.0137	-0.0366	-0.0554	-0.0697	-0.0845	-0.0981
0.40	등분포 하중	X	I	-0.2840	-0.1497	-0.0596	-0.0051	0.0207	0.0220	0
			II	-0.1819	-0.0908	-0.0342	-0.0024	0.0111	0.0113	0
			III	0	-0.0033	-0.0127	-0.0236	-0.0346	-0.0468	0
		Y	I	-0.0473	-0.0188	0.0112	0.0397	0.0645	0.0848	0.1004
			II	-0.0303	-0.0109	0.0074	0.0229	0.0353	0.0448	0.0523
			III	0	-0.0195	-0.0761	-0.1419	-0.2078	-0.2811	-0.3553
	삼각형분포 하중	X	I	-0.1084	-0.0431	-0.0058	0.0109	0.0136	0.0084	0
			II	-0.0770	-0.0257	0.0002	0.0094	0.0090	0.0044	0
			III	0	-0.0023	-0.0061	-0.0089	-0.0107	-0.0124	0
		Y	I	-0.0181	-0.0054	0.0052	0.0135	0.0196	0.0239	0.0274
			II	-0.0128	-0.0025	0.0051	0.0096	0.0117	0.0126	0.0133
			III	0	-0.0140	-0.0364	-0.0533	-0.0644	-0.0743	-0.0810
0.50	등분포 하중	X	I	-0.2053	-0.0916	-0.0229	0.0136	0.0269	0.0220	0
			II	-0.1269	-0.0538	-0.0124	0.0075	0.0131	0.0098	0
			III	0	-0.0034	-0.0122	-0.0216	-0.0301	-0.0389	0
		Y	I	-0.0342	-0.0079	0.0203	0.0465	0.0688	0.0866	0.1005
			II	-0.0212	-0.0051	0.0093	0.0207	0.0293	0.0356	0.0410
			III	0	-0.0205	-0.0733	-0.1294	-0.1806	-0.2334	-0.2818
	삼각형분포 하중	X	I	-0.0858	-0.0267	0.0040	0.0151	0.0144	0.0078	0
			II	-0.0594	-0.0149	0.0051	0.0106	0.0084	0.0035	0
			III	0	-0.0024	-0.0059	-0.0083	-0.0095	-0.0102	0
		Y	I	-0.0143	-0.0021	0.0082	0.0160	0.0212	0.0246	0.0273
			II	-0.0099	-0.0006	0.0059	0.0091	0.0100	0.0097	0.0098
			III	0	-0.0143	-0.0356	-0.0499	-0.0570	-0.0615	-0.0613

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

② $\lambda=0.75, 1.00, 1.25$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
0.75	등분포하중	X	I	-0.0990	-0.0258	0.0080	0.0197	0.0198	0.0132	0
			II	-0.0602	-0.0145	0.0049	0.0103	0.0088	0.0048	0
			III	0	-0.0035	-0.0101	-0.0156	-0.0195	-0.0227	0
		Y	I	-0.0165	0.0032	0.0236	0.0406	0.0531	0.0619	0.0688
			II	-0.0100	0.0009	0.0093	0.0144	0.0173	0.0189	0.0205
			III	0	-0.0209	-0.0606	-0.0939	-0.1172	-0.1361	-0.1477
	삼각형분포하중	X	I	-0.0519	-0.0067	0.0110	0.0137	0.0095	0.0038	0
			II	-0.0348	-0.0030	0.0075	0.0080	0.0048	0.0013	0
			III	0	-0.0024	-0.0053	-0.0066	-0.0065	-0.0058	0
		Y	I	-0.0087	0.0020	0.0105	0.0155	0.0173	0.0174	0.0175
			II	-0.0058	0.0016	0.0059	0.0070	0.0061	0.0047	0.0037
			III	0	-0.0143	-0.0317	-0.0394	-0.0389	-0.0347	-0.0260
1.00	등분포하중	X	I	-0.0565	-0.0063	0.0106	0.0133	0.0110	0.0069	0
			II	-0.0343	-0.0034	0.0058	0.0064	0.0044	0.0020	0
			III	0	-0.0032	-0.0080	-0.0111	-0.0127	-0.0137	0
		Y	I	-0.0094	0.0059	0.0203	0.0304	0.0364	0.0398	0.0428
			II	-0.0057	0.0023	0.0075	0.0098	0.0105	0.0108	0.0111
			III	0	-0.0195	-0.0478	-0.0655	-0.0763	-0.0822	-0.0838
	삼각형분포하중	X	I	-0.0350	-0.0001	0.0097	0.0089	0.0049	0.0013	0
			II	-0.0229	0.0006	0.0058	0.0047	0.0022	0.0002	0
			III	0	-0.0023	-0.0045	-0.0050	-0.0044	-0.0033	0
		Y	I	-0.0058	0.0035	0.0103	0.0129	0.0124	0.0106	0.0094
			II	-0.0038	0.0021	0.0049	0.0049	0.0038	0.0024	0.0013
			III	0	-0.0137	-0.0270	-0.0300	-0.0261	-0.0196	-0.0833
1.25	등분포하중	X	I	-0.0567	0	0.0133	0.0128	0.0096	0.0061	0
			II	-0.0344	0.0003	0.0069	0.0056	0.0033	0.0014	0
			III	0	-0.0046	-0.0098	-0.0125	-0.0135	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0098	0.0261	0.0354	0.0395	0.0413	0.0435
			II	-0.0057	0.0039	0.0090	0.0106	0.0107	0.0106	0.0107
			III	0	-0.0273	-0.0587	-0.0749	-0.0810	-0.0835	-0.0833
	삼각형분포하중	X	I	-0.0391	0.0035	0.0112	0.0083	0.0038	0.0005	0
			II	-0.0251	0.0026	0.0063	0.0041	0.0014	-0.0002	0
			III	0	-0.0033	-0.0059	-0.0059	-0.0047	-0.0030	0
		Y	I	-0.0065	0.0064	0.0146	0.0162	0.0137	0.0101	0.0079
			II	-0.0042	0.0033	0.0060	0.0054	0.0038	0.0021	0.0008
			III	0	-0.0199	-0.0352	-0.0356	-0.0279	-0.0183	-0.0078

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

③ $\lambda=1.50, 1.75, 2.00$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌 표	1	2	3	4	5	6	7
1.50	등분 포하중	X	I	-0.0568	0.0048	0.0139	0.0113	0.0083	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0029	0.0068	0.0045	0.0025	0.0011	0
			III	0	-0.0058	-0.0112	-0.0133	-0.0138	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0136	0.0307	0.0384	0.0409	0.0416	0.0434
			II	-0.0057	0.0053	0.0100	0.0108	0.0106	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0350	-0.0669	-0.0797	-0.0829	-0.0835	-0.0834
	삼각 형분 포하중	X	I	-0.0420	0.0065	0.0114	0.0071	0.0029	0.0001	0
			II	-0.0266	0.0042	0.0060	0.0031	0.0009	-0.0004	0
			III	0	-0.0044	-0.0070	-0.0065	-0.0047	-0.0028	0
		Y	I	-0.0070	0.0094	0.0183	0.0184	0.0142	0.0094	0.0065
			II	-0.0044	0.0045	0.0067	0.0056	0.0037	0.0019	0.0006
			III	0	-0.0263	-0.0419	-0.0390	-0.0284	-0.0168	-0.0060
1.75	등분 포하중	X	I	-0.0568	0.0082	0.0135	0.0099	0.0075	0.0058	0
			II	-0.0344	0.0047	0.0062	0.0035	0.0020	0.0010	0
			III	0	-0.0070	-0.0122	-0.0137	-0.0139	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0172	0.0342	0.0402	0.0414	0.0415	0.0433
			II	-0.0057	0.0065	0.0105	0.0108	0.0105	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0421	-0.0730	-0.0823	-0.0836	-0.0833	-0.0840
	삼각 형분 포하중	X	I	-0.0441	0.0088	0.0108	0.0059	0.0024	0.0001	0
			II	-0.0277	0.0053	0.0053	0.0023	0.0006	-0.0004	0
			III	0	-0.0054	-0.0078	-0.0068	-0.0047	-0.0026	0
		Y	I	-0.0074	0.0124	0.0212	0.0197	0.0142	0.0087	0.0055
			II	-0.0046	0.0054	0.0071	0.0055	0.0036	0.0018	0.0004
			III	0	-0.0324	-0.0470	-0.0410	-0.0283	-0.0155	-0.0049
2.00	등분 포하중	X	I	-0.0568	0.0107	0.0125	0.0087	0.0071	0.0060	0
			II	-0.0344	0.0058	0.0054	0.0028	0.0018	0.0011	0
			III	0	-0.0081	-0.0129	-0.0139	-0.0140	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0205	0.0367	0.0411	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0076	0.0107	0.0107	0.0105	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0487	-0.0773	-0.0836	-0.0838	-0.0833	-0.0846
	삼각 형분 포하중	X	I	-0.0457	0.0105	0.0099	0.0050	0.0022	-0.0002	0
			II	-0.0285	0.0060	0.0045	0.0017	0.0004	-0.0003	0
			III	0	-0.0064	-0.0085	-0.0070	-0.0047	-0.0024	0
		Y	I	-0.0076	0.0153	0.0234	0.0204	0.0142	0.0082	0.0047
			II	-0.0048	0.0063	0.0073	0.0055	0.0035	0.0017	0.0004
			III	0	-0.0382	-0.0508	-0.0420	-0.0280	-0.0145	-0.0041

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

④ $\lambda=2.25, 2.50, 2.75$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
2.25	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0122	0.0114	0.0080	0.0070	0.0062	0
			II	-0.0343	0.0065	0.0046	0.0023	0.0017	0.0012	0
			III	0	-0.0091	-0.0134	-0.0140	-0.0140	-0.0139	0
		Y	I	-0.0095	0.0235	0.0386	0.0416	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0084	0.0108	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0546	-0.0802	-0.0842	-0.0839	-0.0834	-0.0852
	삼각형분포하중	X	I	-0.0469	0.0117	0.0089	0.0043	0.0021	0.0003	0
			II	-0.0291	0.0064	0.0038	0.0013	0.0004	-0.0002	0
			III	0	-0.0072	-0.0089	-0.0071	-0.0046	-0.0023	0
		Y	I	-0.0078	0.0179	0.0250	0.0208	0.0141	0.0078	0.0042
			II	-0.0049	0.0070	0.0074	0.0054	0.0035	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0434	-0.0534	-0.0424	-0.0277	-0.0137	-0.0034
2.50	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0132	0.0104	0.0075	0.0069	0.0063	0
			II	-0.0342	0.0067	0.0039	0.0020	0.0017	0.0013	0
			III	0	-0.0100	-0.0137	-0.0141	-0.0140	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0262	0.0398	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0090	0.0109	0.0106	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0598	-0.0822	-0.0844	-0.0840	-0.0837	-0.0858
	삼각형분포하중	X	I	-0.0478	0.0123	0.0079	0.0039	0.0021	0.0005	0
			II	-0.0296	0.0065	0.0031	0.0011	0.0004	-0.0001	0
			III	0	-0.0080	-0.0092	-0.0071	-0.0046	-0.0022	0
		Y	I	-0.0080	0.0204	0.0262	0.0209	0.0140	0.0075	0.0038
			II	-0.0049	0.0075	0.0074	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0482	-0.0553	-0.0426	-0.0275	-0.0131	-0.0027
2.75	등분포하중	X	I	-0.0566	0.0136	0.0096	0.0072	0.0069	0.0065	0
			II	-0.0341	0.0067	0.0033	0.0018	0.0016	0.0014	0
			III	0	-0.0107	-0.0139	-0.0141	-0.0140	-0.0140	0
		Y	I	-0.0094	0.0286	0.0407	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0096	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0644	-0.0836	-0.0845	-0.0841	-0.0840	-0.0863
	삼각형분포하중	X	I	-0.0486	0.0126	0.0071	0.0037	0.0021	0.0006	0
			II	-0.0299	0.0064	0.0026	0.0009	0.0005	0	0
			III	0	-0.0087	-0.0094	-0.0071	-0.0046	-0.0021	0
		Y	I	-0.0081	0.0226	0.0269	0.0209	0.0139	0.0074	0.0034
			II	-0.0050	0.0080	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0524	-0.0566	-0.0427	-0.0273	-0.0126	-0.0021

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑤ $\lambda=3.00, 3.25, 3.50$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
3.00	등분포하중	X	I	-0.0565	0.0137	0.0089	0.0070	0.0069	0.0066	0
			II	-0.0339	0.0065	0.0028	0.0017	0.0016	0.0015	0
			III	0	-0.0114	-0.0141	-0.0141	-0.0140	-0.141	0
		Y	I	-0.0094	0.0308	0.0412	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0100	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0685	-0.0845	-0.0845	-0.0843	-0.0843	-0.0868
	삼각형분포하중	X	I	-0.0492	0.0126	0.0064	0.0036	0.0021	0.0007	0
			II	-0.0301	0.0062	0.0021	0.0009	0.0005	0.0001	0
			III	0	-0.0094	-0.0096	-0.0071	-0.0045	-0.0020	0
		Y	I	-0.0082	0.0245	0.0274	0.0209	0.0139	0.0072	0.0031
			II	-0.0050	0.0084	0.0073	0.0053	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0561	-0.0576	-0.0428	-0.0272	-0.0121	-0.0015
3.25	등분포하중	X	I	-0.0565	0.0136	0.0083	0.0070	0.0068	0.0067	0
			II	-0.0338	0.0062	0.0025	0.0017	0.0015	0.0015	0
			III	0	-0.0120	-0.0142	-0.0141	-0.0141	-0.0141	0
		Y	I	-0.0094	0.0326	0.0415	0.0418	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0056	0.0103	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0720	-0.0851	-0.0846	-0.0845	-0.0847	-0.0872
	삼각형분포하중	X	I	-0.0496	0.0123	0.0059	0.0035	0.0022	0.0008	0
			II	-0.0302	0.0058	0.0018	0.0008	0.0005	0.0002	0
			III	0	-0.0099	-0.0097	-0.0071	-0.0045	-0.0019	0
		Y	I	-0.0083	0.0263	0.0277	0.0209	0.0139	0.0071	0.0029
			II	-0.0050	0.0086	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0594	-0.0583	-0.0428	-0.0271	-0.0116	-0.0008
3.50	등분포하중	X	I	-0.0564	0.0132	0.0079	0.0069	0.0068	0.0067	0
			II	-0.0335	0.0058	0.0022	0.0016	0.0015	0.0015	0
			III	0	-0.0125	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0142	0
		Y	I	-0.0094	0.0343	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0432
			II	-0.0056	0.0105	0.0107	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0750	-0.0855	-0.0846	-0.0847	-0.0851	-0.0877
	삼각형분포하중	X	I	-0.0500	0.0119	0.0055	0.0035	0.0022	0.0009	0
			II	-0.0303	0.0054	0.0015	0.0008	0.0005	0.0003	0
			III	0	-0.0104	-0.0098	-0.0072	-0.0045	-0.0019	0
		Y	I	-0.0083	0.0278	0.0279	0.0209	0.0139	0.0071	0.0027
			II	-0.0050	0.0088	0.0072	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0622	-0.0588	-0.0429	-0.0269	-0.0112	-0.0002

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑥ $\lambda=3.75, 4.00, 4.25$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
3.75	등분포하중	X	I	-0.0564	0.0127	0.0076	0.0069	0.0068	0.0068	0
			II	-0.0331	0.0053	0.0020	0.0016	0.0014	0.0014	0
			III	0	-0.0129	-0.0143	-0.0141	-0.0141	-0.0143	0
		Y	I	-0.0094	0.0356	0.0418	0.0417	0.0416	0.0415	0.0434
			II	-0.0055	0.0106	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0775	-0.0859	-0.0848	-0.0848	-0.0856	-0.0881
	삼각형분포하중	X	I	-0.0505	0.0114	0.0052	0.0034	0.0022	0.0010	0
			II	-0.0302	0.0049	0.0013	0.0008	0.0005	0.0004	0
			III	0	-0.0108	-0.0099	-0.0072	-0.0045	-0.0018	0
		Y	I	-0.0084	0.0291	0.0280	0.0209	0.0138	0.0070	0.0025
			II	-0.0050	0.0089	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0647	-0.0593	-0.0431	-0.0268	-0.0107	0.0005
4.00	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0121	0.0075	0.0069	0.0067	0.0068	0
			II	-0.0324	0.0048	0.0019	0.0016	0.0014	0.0014	0
			III	0	-0.0133	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0143	0
		Y	I	-0.0095	0.0368	0.0419	0.0417	0.0417	0.0415	0.0433
			II	-0.0054	0.0107	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0797	-0.0862	-0.0850	-0.0850	-0.0860	-0.0886
	삼각형분포하중	X	I	-0.0505	0.0108	0.0050	0.0034	0.0022	0.0011	0
			II	-0.0302	0.0044	0.0011	0.0007	0.0005	0.0005	0
			III	0	-0.0111	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0017	0
		Y	I	-0.0084	0.0302	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0023
			II	-0.0050	0.0090	0.0071	0.0052	0.0034	0.0017	0.0003
			III	0	-0.0668	-0.0598	-0.0432	-0.0266	-0.0103	0.0012
4.25	등분포하중	X	I	-0.0560	0.0115	0.0073	0.0069	0.0067	0.0068	0
			II	-0.0325	0.0044	0.0018	0.0015	0.0013	0.0013	0
			III	0	-0.0136	-0.0144	-0.0142	-0.0142	-0.0144	0
		Y	I	-0.0093	0.0378	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0433
			II	-0.0054	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0816	-0.0866	-0.0852	-0.0852	-0.0865	-0.0891
	삼각형분포하중	X	I	-0.0507	0.0102	0.0049	0.0034	0.0021	0.0012	0
			II	-0.0301	0.0039	0.0010	0.0007	0.0005	0.0007	0
			III	0	-0.0114	-0.0100	-0.0072	-0.0044	-0.0016	0
		Y	I	-0.0085	0.0311	0.0280	0.0209	0.0138	0.0069	0.0022
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0004
			III	0	-0.0687	-0.0603	-0.0434	-0.0265	-0.0098	0.0018

표(5-1) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 6등분, y방향 4등분) (계속)

⑦ $\lambda=4.50, 4.75, 5.00$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7
4.50	등분포하중	X	I	-0.0560	0.0109	0.0072	0.0068	0.0066	0.0067	0
			II	-0.0322	0.0039	0.0017	0.0015	0.0013	0.0013	0
			III	0	-0.0139	-0.0145	-0.0142	-0.0142	-0.0145	0
		Y	I	-0.0093	0.0387	0.0419	0.0417	0.0417	0.0416	0.0435
			II	-0.0054	0.0108	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104	0.0106
			III	0	-0.0832	-0.0869	-0.0854	-0.0854	-0.0869	-0.0896
	삼각형분포하중	X	I	-0.0510	0.0096	0.0048	0.0034	0.0021	0.0012	0
			II	-0.0300	0.0034	0.0009	0.0006	0.0005	0.0008	0
			III	0	-0.0117	-0.0101	-0.0073	-0.0044	-0.0016	0
		Y	I	-0.0085	0.0319	0.0280	0.0209	0.0138	0.0068	0.0021
			II	-0.0050	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0017	0.0005
			III	0	-0.0703	-0.0608	-0.0436	-0.0263	-0.0093	0.0025
4.75	등분포하중	X	I	-0.0555	0.0103	0.0072	0.0068	0.0065	0.0067	0
			II	-0.0315	0.0034	0.0016	0.0014	0.0012	0.0012	0
			III	0	-0.0141	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0146	0
		Y	I	-0.0092	0.0394	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0846	-0.0873	-0.0856	-0.0856	-0.0874	-0.0901
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0090	0.0047	0.0034	0.0021	0.0014	0
			II	-0.0296	0.0029	0.0007	0.0006	0.0006	0.0009	0
			III	0	-0.0120	-0.0102	-0.0073	-0.0044	-0.0015	0
		Y	I	-0.0085	0.0326	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0020
			II	-0.0049	0.0090	0.0070	0.0052	0.0034	0.0018	0.0006
			III	0	-0.0717	-0.0613	-0.0438	-0.0261	-0.0088	0.0032
5.00	등분포하중	X	I	-0.0552	0.0097	0.0071	0.0068	0.0065	0.0066	0
			II	-0.0309	0.0030	0.0015	0.0014	0.0011	0.0011	0
			III	0	-0.0143	-0.0146	-0.0143	-0.0143	-0.0147	0
		Y	I	-0.0092	0.0399	0.0419	0.0417	0.0417	0.0417	0.0433
			II	-0.0052	0.0107	0.0105	0.0103	0.0103	0.0103	0.0103
			III	0	-0.0858	-0.0877	-0.0858	-0.0858	-0.0879	-0.0906
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0084	0.0046	0.0033	0.0021	0.0015	0
			II	-0.0292	0.0025	0.0006	0.0006	0.0006	0.0010	0
			III	0	-0.0122	-0.0103	-0.0073	-0.0043	-0.0014	0
		Y	I	-0.0085	0.0331	0.0281	0.0209	0.0138	0.0068	0.0019
			II	-0.0049	0.0090	0.0069	0.0052	0.0034	0.0018	0.0007
			III	0	-0.0729	-0.0619	-0.0440	-0.0259	-0.0083	0.0039

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분)

① $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.30	등분포하중	X	I	-0.3819	-0.2648	-0.1704	-0.0972	-0.0434	-0.0078	0.0109	0.0133	0
			II	0.2656	-0.1754	-0.1074	-0.0576	-0.0230	-0.0012	0.0094	0.0098	0
			III	0	-0.0014	-0.0075	-0.0157	-0.0249	-0.0346	-0.0451	-0.0582	0
		Y	I	-0.0636	-0.0419	-0.0202	0.0007	0.0204	0.0382	0.0536	0.0665	0.0762
			II	-0.0443	-0.0266	-0.0089	0.0077	0.0226	0.0353	0.0459	0.0545	0.0614
			III	0	-0.0086	-0.0447	-0.0945	-0.1495	-0.2074	-0.2708	-0.3493	-0.4201
	삼각형분포하중	X	I	-0.1353	-0.0802	-0.0407	-0.0145	0.0009	0.0078	0.0086	0.0053	0
			II	-0.1021	-0.0548	-0.0233	-0.0043	0.0053	0.0083	0.0071	0.0037	0
			III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0069	-0.0092	-0.0111	-0.0129	-0.0151	0
		Y	I	-0.0225	-0.0128	-0.0045	0.0023	0.0078	0.0122	0.0156	0.0.84	0.0207
			II	-0.0170	-0.0082	-0.0009	0.0049	0.0091	0.0120	0.0139	0.0152	0.0164
			III	0	-0.0083	-0.0251	-0.0416	-0.0554	-0.0666	-0.0773	-0.0907	-0.0981
0.40	등분포하중	X	I	-0.2840	-0.1787	-0.0997	-0.0430	-0.0051	0.0167	0.0243	0.0187	0
			II	-0.1819	-0.1099	-0.0589	-0.0242	-0.0024	0.0091	0.0127	0.0096	0
			III	0	-0.0016	-0.0076	-0.0154	-0.0236	-0.0319	-0.0406	-0.0511	0
		Y	I	-0.0473	-0.0262	-0.0037	0.0186	0.0397	0.0587	0.0752	0.0892	0.1004
			II	-0.0303	-0.0157	-0.0014	0.0115	0.0229	0.0325	0.0404	0.0468	0.0523
			III	0	-0.0097	-0.0457	-0.0925	-0.1419	-0.1914	-0.2434	-0.3064	-0.3553
	삼각형분포하중	X	I	-0.1084	-0.0566	-0.0215	0	0.0109	0.0139	0.0117	0.0064	0
			II	-0.0770	-0.0357	-0.0102	0.0037	0.0094	0.0097	0.0070	0.0031	0
			III	0	-0.0014	-0.0042	-0.0068	-0.0089	-0.0104	-0.0117	-0.0132	0
		Y	I	-0.0181	-0.0084	0.0002	0.0075	0.0135	0.0182	0.0219	0.0249	0.0274
			II	-0.0128	-0.0049	0.0017	0.0065	0.0096	0.0114	0.0122	0.0127	0.0133
			III	0	-0.0085	-0.0253	-0.0411	-0.0533	-0.0623	-0.0700	-0.0793	-0.0810
0.50	등분포하중	X	I	-0.2053	-0.1153	-0.0526	-0.0112	0.0136	0.0254	0.0265	0.0181	0
			II	-0.1269	-0.0686	-0.0299	-0.0058	0.0075	0.0127	0.0123	0.0080	0
			III	0	-0.0018	-0.0076	-0.0146	-0.0216	-0.0281	-0.0345	-0.0421	0
		Y	I	-0.0342	-0.0149	0.0062	0.0271	0.0465	0.0637	0.0782	0.0904	0.1005
			II	-0.0212	-0.0090	0.0024	0.0124	0.0207	0.0273	0.0327	0.0370	0.0410
			III	0	-0.108	-0.0457	-0.0878	-0.1294	-0.1684	-0.2072	-0.2527	-0.2818
	삼각형분포하중	X	I	-0.0858	-0.0385	-0.0084	0.0083	0.0151	0.0153	0.0115	0.0058	0
			II	-0.0594	-0.0233	-0.0026	0.0075	0.0106	0.0094	0.0060	0.0024	0
			III	0	-0.0015	-0.0042	-0.0066	-0.0083	-0.0093	-0.0100	-0.0108	0
		Y	I	-0.0143	-0.0050	0.0033	0.0104	0.0160	0.0201	0.0231	0.0253	0.0273
			II	-0.0099	-0.0027	0.0031	0.0070	0.0091	0.0099	0.0099	0.0097	0.0098
			III	0	-0.0088	-0.0253	-0.0398	-0.0499	-0.0561	-0.0602	-0.0648	-0.0613

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

② $\lambda=0.75, 1.00, 1.25$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.75	등분포하중	X	I	-0.0990	-0.0395	-0.0053	0.0124	0.0197	0.0205	0.0172	0.0106	0
			II	-0.0602	0.0229	-0.0025	0.0071	0.0103	0.0096	0.0070	0.0037	0
			III	0	-0.0020	-0.0068	-0.0117	-0.0156	-0.0187	-0.0213	-0.0240	0
		Y	I	-0.0165	-0.0020	0.0137	0.0283	0.0406	0.0504	0.0578	0.0637	0.0688
			II	-0.0100	-0.0017	0.0055	0.0109	0.0144	0.0167	0.0182	0.0192	0.0205
			III	0	-0.0121	-0.0410	-0.0700	-0.0939	-0.1123	-0.1276	-0.1442	-0.1477
	삼각형분포하중	X	I	-0.0519	-0.0149	0.0047	0.0127	0.0137	0.0109	0.0066	0.0025	0
			II	-0.0348	-0.0083	0.0040	0.0082	0.0080	0.0058	0.0030	0.0007	0
			III	0	-0.0015	-0.0040	-0.0057	-0.0066	-0.0066	-0.0063	-0.0059	0
		Y	I	-0.0087	-0.0006	0.0066	0.0121	0.0155	0.0171	0.0175	0.0173	0.0175
			II	-0.0058	0	0.0042	0.0064	0.0070	0.0065	0.0054	0.0044	0.0037
			III	0	-0.0091	-0.0238	-0.0344	-0.0394	-0.0399	-0.0378	-0.0351	-0.0260
1.00	등분포하중	X	I	-0.0565	-0.0147	0.0048	0.0121	0.0133	0.0118	0.0092	0.0056	0
			II	-0.0343	-0.0083	0.0029	0.0064	0.0064	0.0050	0.0032	0.0015	0
			III	0	-0.0020	-0.0058	-0.0089	-0.0111	-0.0124	-0.0133	-0.0143	0
		Y	I	-0.0094	0.0018	0.0135	0.0233	0.0304	0.0352	0.0383	0.0405	0.0428
			II	-0.0057	0.0005	0.0053	0.0083	0.0098	0.0104	0.0107	0.0108	0.0111
			III	0	-0.0119	-0.0345	-0.0535	-0.0665	-0.0745	-0.0799	-0.0856	-0.0838
	삼각형분포하중	X	I	-0.0350	-0.0057	0.0068	0.0101	0.0089	0.0060	0.0030	0.0006	0
			II	-0.0229	-0.0029	0.0045	0.0058	0.0047	0.0029	0.0011	0.0001	0
			III	0	-0.0015	-0.0036	-0.0047	-0.0050	-0.0046	-0.0039	-0.0032	0
		Y	I	-0.0058	0.0013	0.0074	0.0113	0.0129	0.0127	0.0115	0.0102	0.0094
			II	-0.0038	0.0009	0.0039	0.0051	0.0049	0.0041	0.0031	0.0020	0.0013
			III	0	-0.0090	-0.0213	-0.0284	-0.0300	-0.0277	-0.0236	-0.0191	-0.0108
1.25	등분포하중	X	I	-0.0567	-0.0083	0.0096	0.0138	0.0128	0.0104	0.0080	0.0051	0
			II	-0.0344	-0.0045	0.0054	0.0069	0.0056	0.0039	0.0023	0.0010	0
			III	0	-0.0029	-0.0075	-0.107	-0.0125	-0.0133	-0.0138	-0.0143	0
		Y	I	-0.0095	0.0049	0.0188	0.0290	0.0354	0.0388	0.0406	0.0417	0.0435
			II	-0.0057	0.0019	0.0071	0.0096	0.0106	0.0107	0.0106	0.0106	0.0107
			III	0	-0.0174	-0.0447	-0.0641	-0.0749	-0.0799	-0.0826	-0.0859	-0.0833
	삼각형분포하중	X	I	-0.0391	-0.0025	0.0097	0.0109	0.0083	0.0049	0.0020	0	0
			II	-0.0251	-0.0009	0.0058	0.0059	0.0041	0.0021	0.0005	-0.0004	0
			III	0	-0.0022	-0.0048	-0.0060	-0.0059	-0.0051	-0.0040	-0.0029	0
		Y	I	-0.0065	0.0033	0.0114	0.0155	0.0162	0.0145	0.0119	0.0094	0.0079
			II	-0.0042	0.0019	0.0052	0.0060	0.0054	0.0042	0.0029	0.0017	0.0008
			III	0	-0.0135	-0.0291	-0.0361	-0.0356	-0.0305	-0.0239	-0.0172	-0.0078

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

③ $\lambda=1.50, 1.75, 2.00$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.50	등분포하중	X	I	-0.0568	-0.0030	0.0123	0.0136	0.0113	0.0090	0.0071	0.0050	0
			II	-0.0344	-0.0015	0.0065	0.0063	0.0045	0.0030	0.0018	0.0008	0
			III	0	-0.0038	-0.0089	-0.0119	-0.0133	-0.0137	-0.0139	-0.0142	0
		Y	I	-0.0095	0.0079	0.0235	0.0333	0.0384	0.0406	0.0413	0.0418	0.0434
			II	-0.0057	0.0031	0.0084	0.0104	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0231	-0.0534	-0.0716	-0.0797	-0.0823	-0.0831	-0.0852	-0.0834
	삼각형분포하중	X	I	-0.0420	0.0007	0.0114	0.0106	0.0071	0.0039	0.0014	-0.0003	0
			II	-0.0266	0.0009	0.0064	0.0053	0.0031	0.0014	0.0001	-0.0005	0
			III	0	-0.0030	-0.0060	-0.0070	-0.0065	-0.0053	-0.0039	-0.0026	0
		Y	I	-0.0070	0.0056	0.0151	0.0189	0.0184	0.0154	0.0117	0.0084	0.0065
			II	-0.004	0.0029	0.0062	0.0066	0.0056	0.0042	0.0027	0.0015	0.0006
			III	0	-0.0182	-0.0361	-0.0419	-0.0390	-0.0317	-0.0234	-0.0155	-0.0060
1.75	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0013	0.0135	0.0126	0.0099	0.0080	0.0068	0.0051	0
			II	-0.0344	0.0009	0.0069	0.0054	0.0035	0.0024	0.0016	0.0008	0
			III	0	-0.0048	-0.0101	-0.0128	-0.0137	-0.0138	-0.0138	-0.0141	0
		Y	I	-0.0095	0.0108	0.0274	0.0364	0.0402	0.0413	0.0415	0.0416	0.0433
			II	-0.0057	0.0043	0.0093	0.0107	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0287	-0.0605	-0.0767	-0.0823	-0.0831	-0.0830	-0.0845	-0.0840
	삼각형분포하중	X	I	-0.0441	0.0035	0.0120	0.0096	0.0059	0.0032	0.0012	-0.0003	0
			II	-0.0277	0.0025	0.0064	0.0045	0.0023	0.0010	0	-0.0005	0
			III	0	-0.0039	-0.0070	-0.0077	-0.0068	-0.0054	-0.0038	-0.0024	0
		Y	I	-0.0074	0.0081	0.0185	0.0215	0.0197	0.0157	0.0113	0.0076	0.0055
			II	-0.0046	0.0038	0.0070	0.0068	0.0055	0.0041	0.0026	0.0014	0.0004
			III	0	-0.0231	-0.0420	-0.0459	-0.0410	-0.0321	-0.0227	-0.0141	-0.0049
2.00	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0047	0.0138	0.0113	0.0087	0.0075	0.0067	0.0054	0
			II	-0.0344	0.0028	0.0067	0.0045	0.0028	0.0020	0.0016	0.0009	0
			III	01	-0.0057	-0.0110	-0.0133	-0.0139	-0.0139	-0.0138	-0.0140	0
		Y	I	-0.0095	0.0137	0.0307	0.0385	0.0411	0.0416	0.0415	0.0415	0.0432
			II	-0.0057	0.0053	0.0099	0.0108	0.0107	0.0105	0.0104	0.0103	0.0104
			III	0	-0.0340	-0.0662	-0.0800	-0.0836	-0.0832	-0.0827	-0.0841	-0.0846
	삼각형분포하중	X	I	-0.0457	0.0060	0.0120	0.0084	0.0050	0.0028	0.0012	-0.0002	0
			II	-0.0285	0.0038	0.0061	0.0036	0.0017	0.0007	0.0001	-0.0005	0
			III	0	-0.0046	-0.0078	-0.0081	-0.0070	-0.0054	-0.0037	-0.0022	0
		Y	I	-0.0076	0.0105	0.0214	0.0233	0.0204	0.0158	0.0110	0.0070	0.0047
			II	-0.0048	0.0047	0.0075	0.0069	0.0055	0.0040	0.0026	0.0013	0.0004
			III	0	-0.0279	-0.0468	-0.0486	-0.0420	-0.0322	-0.0223	-0.0132	-0.0041

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

④ $\lambda=2.25, 2.50, 2.75$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2.25	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0074	0.0135	0.0102	0.0080	0.0072	0.0068	0.0056	0
			II	-0.0343	0.0042	0.0062	0.0037	0.0023	0.0019	0.0017	0.0010	0
			III	0	-0.0065	-0.0118	-0.0137	-0.0140	-0.0138	-0.0137	-0.0140	0
		Y	I	-0.0095	0.0163	0.0334	0.0399	0.0416	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0062	0.0104	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0390	-0.0706	-0.0820	-0.0842	-0.0831	-0.0824	-0.0838	-0.0852
	삼각형분포하중	X	I	-0.0469	0.0080	0.0116	0.0073	0.0043	0.0026	0.0013	-0.0001	0
			II	-0.0291	0.0048	0.0056	0.0029	0.0013	0.0007	0.0002	-0.0004	0
			III	0	-0.0054	-0.0084	-0.0084	-0.0071	-0.0054	-0.0037	0.0021	0
		Y	I	-0.0078	0.0128	0.0238	0.0245	0.0208	0.0158	0.0108	0.0065	0.0042
			II	-0.0049	0.0055	0.0078	0.0069	0.0054	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0325	-0.0506	-0.0502	-0.0424	-0.0322	-0.0221	-0.0125	-0.0034
2.50	등분포하중	X	I	-0.0567	0.0094	0.0128	0.0092	0.0075	0.0071	0.0069	0.0059	0
			II	-0.0342	0.0052	0.0056	0.0030	0.0020	0.0018	0.0017	0.0011	0
			III	0	-0.0073	-0.0123	-0.0139	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0189	0.0356	0.0408	0.0417	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0070	0.0106	0.0108	0.0106	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0437	-0.0739	-0.0832	-0.0844	-0.0829	-0.0822	-0.0836	-0.0858
	삼각형분포하중	X	I	-0.0478	0.0096	0.0109	0.0064	0.0039	0.0026	0.0014	0.0001	0
			II	-0.0296	0.0055	0.0051	0.0023	0.0011	0.0006	0.0002	-0.0003	0
			III	0	-0.0061	-0.0089	-0.0085	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0020	0
		Y	I	-0.0080	0.0151	0.0257	0.0253	0.0209	0.0157	0.0106	0.0062	0.0038
			II	-0.0049	0.0062	0.0080	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0368	-0.0534	-0.0511	-0.0426	-0.0322	-0.0220	-0.0120	-0.0027
2.75	등분포하중	X	I	-0.0566	0.0110	0.0121	0.0084	0.0072	0.0070	0.0069	0.0061	0
			II	-0.0341	0.0059	0.0050	0.0025	0.0018	0.0018	0.0018	0.0012	0
			III	0	-0.0080	-0.0127	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0137	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0213	0.0373	0.0413	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0077	0.0107	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0403	0.0105
			III	0	-0.0480	-0.0763	-0.0839	-0.0845	-0.0827	-0.0820	-0.0836	-0.0863
	삼각형분포하중	X	I	-0.0486	0.0108	0.0101	0.0057	0.0037	0.0026	0.0015	0.0002	0
			II	-0.0299	0.0060	0.0045	0.0019	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0
			III	0	-0.0068	-0.0093	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	I	-0.0081	0.0173	0.0272	0.0257	0.0209	0.0157	0.0105	0.0060	0.0034
			II	-0.0050	0.0068	0.0081	0.0068	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0409	-0.0555	-0.0515	-0.0427	-0.0322	-0.0220	-0.0117	-0.0021

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑤ $\lambda=3.00, 3.25, 3.50$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.00	등분포하중	X	I	-0.0565	0.0121	0.0112	0.0079	0.0070	0.0070	0.0070	0.0063	0
			II	-0.0339	0.0064	0.0044	0.0022	0.0017	0.0018	0.0019	0.0013	0
			III	0	-0.0086	-0.0130	-0.0140	-0.0141	-0.0138	-0.0136	-0.0139	0
		Y	I	-0.0094	0.0235	0.0386	0.0416	0.0418	0.0417	0.0415	0.0414	0.0432
			II	-0.0057	0.0083	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0518	-0.0780	-0.0843	-0.0845	-0.0825	-0.0818	-0.0836	-0.0868
	삼각형분포하중	X	I	-0.0492	0.0116	0.0093	0.0052	0.0036	0.0026	0.0016	0.0003	0
			II	-0.0301	0.0063	0.0039	0.0016	0.0009	0.0006	0.0003	-0.0002	0
			III	0	-0.0074	-0.0095	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	I	-0.0082	0.0193	0.0284	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0058	0.0031
			II	-0.0050	0.0073	0.0082	0.0067	0.0053	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0446	-0.0569	-0.0516	-0.0428	-0.0323	0.0222	-0.0114	-0.0015
3.25	등분포하중	X	I	-0.0565	0.0128	0.0104	0.0075	0.0070	0.0070	0.0071	0.0064	0
			II	-0.0338	0.0067	0.0039	0.0019	0.0017	0.0019	0.0019	0.0014	0
			III	0	-0.0092	-0.0132	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
		Y	I	-0.0094	0.0256	0.0395	0.0417	0.0418	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0056	0.0088	0.0108	0.0106	0.0105	0.0104	0.0104	0.0103	0.0105
			III	0	-0.0553	-0.0791	-0.0845	-0.0846	-0.0823	-0.0816	-0.0837	-0.0872
	삼각형분포하중	X	I	-0.0496	0.0122	0.0085	0.0048	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			II	-0.0302	0.0064	0.0034	0.0014	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			III	0	-0.0080	-0.0096	-0.0086	-0.0071	-0.0054	-0.0037	-0.0019	0
		Y	I	-0.0083	0.0212	0.0293	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0057	0.0029
			II	0.0050	0.0077	0.0082	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0479	-0.0578	-0.0516	-0.0428	-0.0325	-0.0224	-0.0112	-0.0008
3.50	등분포하중	X	I	-0.0564	0.0133	0.0097	0.0072	0.0069	0.0070	0.0071	0.0065	0
			II	0.0335	0.0068	0.0035	0.0018	0.0016	0.0019	0.0020	0.0015	0
			III	0	-0.0097	-0.0133	-0.0141	-0.141	-0.0137	-0.0136	-0.0140	0
		Y	I	-0.0094	0.0275	0.0402	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0432
			II	-0.0056	0.0092	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0583	-0.0798	-0.0846	-0.0847	-0.0821	-0.0814	-0.0838	-0.0877
	삼각형분포하중	X	I	-0.0500	0.0125	0.0079	0.0046	0.0035	0.0026	0.0017	0.0004	0
			II	-0.0303	0.0064	0.0030	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	-0.0001	0
			III	0	-0.0085	-0.0097	-0.0086	-0.0072	-0.0054	-0.0038	-0.0018	0
		Y	I	-0.0083	0.0230	0.0299	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0056	0.0027
			II	-0.0050	0.0081	0.0081	0.0066	0.0052	0.0039	0.0026	0.0013	0.0003
			III	0	-0.0509	-0.0583	-0.0514	-0.0429	-0.0327	-0.0226	-0.0111	-0.0002

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑥ $\lambda=3.75, 4.00, 4.25$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3.75	등분포하중	X	I	-0.0564	0.0135	0.0091	0.0070	0.0069	0.0071	0.0071	0.0066	0
			II	-0.0331	0.0068	0.0031	0.0016	0.0016	0.0019	0.0021	0.0015	0
			III	0	-0.0102	-0.0134	-0.0141	-0.0141	-0.0137	-0.0135	-0.0140	0
		Y	I	-0.0094	0.0292	0.0407	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0414	0.0434
			II	-0.0055	0.0096	0.0107	0.0105	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0609	-0.0802	-0.0847	-0.0848	-0.0820	-0.0812	-0.0840	-0.0881
	삼각형분포하중	X	I	-0.0505	0.0126	0.0073	0.0045	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0
			II	-0.0302	0.0063	0.0027	0.0012	0.0008	0.0006	0.0004	0	0
			III	0	-0.0089	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0038	-0.0018	0
		Y	I	-0.0084	0.0246	0.0304	0.0261	0.0209	0.0156	0.0104	0.0055	0.0025
			II	-0.0050	0.0084	0.0081	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	-0.0012	0.0003
			III	0	-0.0536	-0.0584	-0.0512	-0.0431	-0.0329	-0.0228	-0.0110	0.0005
4.00	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0135	0.0086	0.0069	0.0069	0.0071	0.0072	0.0067	0
			II	0.0324	0.0067	0.0028	0.0015	0.0016	0.0020	0.0021	0.0016	0
			III	0	-0.0105	-0.0134	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0136	-0.0140	0
		Y	I	-0.0095	0.0307	0.0411	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433
			II	-0.0054	0.0099	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0632	-0.0802	-0.0847	-0.0850	-0.0818	-0.0810	-0.0842	-0.0886
	삼각형분포하중	X	I	-0.0505	0.0125	0.0068	0.0044	0.0034	0.0027	0.0018	0.0005	0
			II	-0.0302	0.0061	0.0025	0.0011	0.0007	0.0006	0.0003	0	0
			III	0	-0.0093	-0.0097	-0.0085	-0.0072	-0.0055	-0.0039	-0.0018	0
		Y	I	-0.0084	0.0261	0.0307	0.0261	0.0209	0.0156	0.0105	0.0054	0.0023
			II	-0.0050	0.0086	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0003
			III	0	-0.0560	-0.0583	-0.0510	-0.0432	-0.0331	-0.0231	-0.0109	0.0012
4.25	등분포하중	X	I	-0.0560	0.0134	0.0081	0.0068	0.0069	0.0071	0.0072	0.0068	0
			II	-0.0325	0.0065	0.0026	0.0015	0.0015	0.0020	0.0022	0.0016	0
			III	0	-0.0108	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0135	-0.0141	0
		Y	I	-0.0093	0.0321	0.0413	0.0418	0.0417	0.0417	0.0416	0.0415	0.0433
			II	-0.0054	0.0101	0.0106	0.0104	0.0104	0.0104	0.0105	0.0104	0.0105
			III	0	-0.0651	-0.0801	-0.0848	-0.0852	-0.0816	-0.0807	-0.0844	-0.0891
	삼각형분포하중	X	I	-0.0507	0.0123	0.0064	0.0043	0.0034	0.0027	0.0018	0.0066	0
			II	-0.0301	0.0059	0.0023	0.0011	0.0007	0.0005	0.0003	0	0
			III	0	-0.0097	-0.0097	-0.0085	-0.0852	-0.0056	-0.0039	-0.0018	0
		Y	I	-0.0085	0.0274	0.0309	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0054	0.0022
			II	-0.0050	0.0088	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0004
			III	0	-0.0580	-0.0580	-0.0507	-0.0434	-0.0334	-0.0234	-0.0108	0.0018

표(5-2) 3변고정 1변자유판의 계산수표(x방향 8등분, y방향 4등분) (계속)

⑦ $\lambda=4.50, 4.75, 5.00$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌 표	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4.50	등분포하중	X	I	-0.0560	0.0132	0.0078	0.0067	0.0068	0.0071	0.0073	0.0069	0
			II	-0.0322	0.0063	0.0025	0.0014	0.0015	0.0021	0.0023	0.0016	0
			III	0	-0.0111	-0.0133	-0.0141	-0.0142	-0.0136	-0.0134	-0.0141	0
		Y	I	-0.0093	0.0334	0.0415	0.0418	0.0417	0.0416	0.0416	0.0415	0.0435
			II	-0.0054	0.0103	0.0106	0.0104	0.0104	0.0105	0.0105	0.0104	0.0106
			III	0	-0.0667	-0.0798	-0.0849	-0.0854	-0.0814	-0.0804	-0.0847	-0.0896
	삼각형분포하중	X	I	-0.0510	0.0120	0.0061	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0006	0
			II	-0.0300	0.0056	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0
			III	0	-0.0100	-0.0096	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0
		Y	I	-0.0085	0.0286	0.0311	0.0261	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0021
			II	-0.0050	0.0090	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0005
			III	0	-0.0598	-0.0576	-0.0505	-0.0436	-0.0336	-0.0238	-0.0108	0.0025
4.75	등분포하중	X	I	-0.0555	0.0129	0.0076	0.0067	0.0068	0.0072	0.0073	0.0069	0
			II	-0.0315	0.0061	0.0024	0.0014	0.0014	0.0021	0.0023	0.0016	0
			III	0	-0.0113	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0134	-0.0142	0
		Y	I	-0.0092	0.0345	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0415	0.0433
			II	-0.0052	0.0105	0.0105	0.0103	0.0104	0.0105	0.0105	0.0104	0.0104
			III	0	-0.0679	-0.0794	-0.0850	-0.0856	-0.0811	-0.0801	-0.0849	-0.0901
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0117	0.0059	0.0043	0.0034	0.0026	0.0018	0.0007	0
			II	-0.0296	0.0053	0.0022	0.0012	0.0006	0.0005	0.0002	0.0001	0
			III	0	-0.0102	-0.0095	-0.0084	-0.0073	-0.0056	-0.0040	-0.0018	0
		Y	I	-0.0085	0.0297	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0020
			II	-0.0049	0.0091	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0027	0.0012	0.0006
			III	0	-0.0612	-0.0571	-0.0502	-0.0438	-0.0339	-0.0241	-0.0108	0.0032
5.00	등분포하중	X	I	-0.0552	0.0126	0.0074	0.0066	0.0068	0.0072	0.0074	0.0069	0
			II	-0.0309	0.0059	0.0023	0.0013	0.0014	0.0022	0.0024	0.0016	0
			III	0	-0.0115	-0.0132	-0.0142	-0.0143	-0.0135	-0.0133	-0.0142	0
		Y	I	-0.0092	0.0355	0.0416	0.0417	0.0417	0.0416	0.0416	0.0416	0.0433
			II	-0.0052	0.0106	0.0105	0.0103	0.0103	0.0105	0.0106	0.0104	0.0103
			III	0	-0.0689	-0.0790	-0.0851	-0.0858	-0.0809	-0.0798	-0.0852	-0.0906
	삼각형분포하중	X	I	-0.0508	0.0113	0.0058	0.0043	0.0033	0.0026	0.0017	0.0007	0
			II	-0.0292	0.0050	0.0022	0.0012	0.0006	0.0004	0.0001	0.0001	0
			III	0	-0.0104	-0.0094	-0.0083	-0.0073	-0.0057	-0.0041	-0.0018	0
		Y	I	-0.0085	0.0306	0.0311	0.0260	0.0209	0.0157	0.0105	0.0053	0.0019
			II	-0.0049	0.0092	0.0080	0.0065	0.0052	0.0039	0.0026	0.0012	0.0007
			III	0	-0.0625	-0.0565	-0.0500	-0.0440	-0.0342	-0.0245	-0.0107	0.0039

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분)

① $\lambda=0.30, 0.40, 0.50$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
0.30	등분포하중	X	I	-0.0835	0.0104	0.0418	0.0104	-0.0835
			II	-0.0813	0.0108	0.0398	0.0108	-0.0813
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
		Y	I	-0.0139	0.0017	0.0070	0.0017	-0.0139
			II	-0.0136	0.0038	0.0103	0.0038	-0.0136
			III	0	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0334	0.0016	0.0209	0.0089	-0.0501
			II	-0.0323	0.0018	0.0199	0.0091	-0.0490
			III	0	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0
		Y	I	-0.0059	0.0003	0.0035	0.0015	-0.0084
			II	-0.0054	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0082
			III	0	-0.0126	-0.0284	-0.0218	0
0.40	등분포하중	X	I	-0.0839	0.0107	0.0418	0.0107	-0.0839
			II	-0.0749	0.0106	0.0356	0.0106	-0.0749
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
		Y	I	-0.0140	0.0023	0.0080	0.0023	-0.0140
			II	-0.0125	0.0057	0.0129	0.0057	-0.0125
			III	0	-0.0345	-0.0569	-0.0345	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0336	0.0017	0.0209	0.0090	-0.0503
			II	-0.0292	0.0017	0.0178	0.0089	-0.0457
			III	0	-0.0021	-0.0048	-0.0036	0
		Y	I	-0.0056	0.0005	0.0040	0.0017	-0.0084
			II	-0.0049	0.0021	0.0065	0.0036	-0.0076
			III	0	-0.0127	-0.0284	-0.0218	0
0.50	등분포하중	X	I	-0.0828	0.0110	0.0407	0.0110	-0.0828
			II	-0.0669	0.0100	0.0308	0.0100	-0.0669
			III	0	-0.0058	-0.0095	-0.0058	0
		Y	I	-0.0138	0.0038	0.0105	0.0038	-0.0138
			II	-0.0112	0.0068	0.0139	0.0068	-0.0112
			III	0	-0.0345	-0.0570	-0.0345	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0331	0.0019	0.0203	0.0092	-0.0497
			II	-0.0254	0.0015	0.0154	0.0084	-0.0415
			III	0	-0.0021	-0.0048	-0.0037	0
		Y	I	-0.0055	0.0013	0.0052	0.0025	-0.0083
			II	-0.0042	0.0025	0.0070	0.0042	-0.0069
			III	0	-0.0127	-0.0285	-0.0219	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

② $\lambda=0.75, 1.00, 1.25$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌 표	1	2	3	4	5
0.75	등 분 포 하 중	X	I	-0.0701	0.0110	0.0318	0.0110	-0.0701
			II	-0.0477	0.0078	0.0200	0.0078	-0.0477
			III	0	-0.0058	-0.0094	-0.0058	0
		Y	I	-0.0117	0.0089	0.0179	0.0089	-0.0117
			II	-0.0080	0.0069	0.0125	0.0069	-0.0080
			III	0	-0.0345	-0.0565	-0.0345	0
	삼 각 형 분 포 하 중	X	I	-0.0268	0.0020	0.0159	0.0091	-0.0433
			II	-0.0167	0.0010	0.0100	0.0068	-0.0310
			III	0	-0.0021	-0.0047	-0.0036	0
		Y	I	-0.0045	0.0037	0.0090	0.0052	-0.0072
			II	-0.0026	0.0024	0.0062	0.0045	-0.0052
			III	0	-0.0126	+ -0.0283	-0.0218	0
1.00	등 분 포 하 중	X	I	-0.0513	0.0096	0.0206	0.0096	-0.0513
			II	-0.0324	0.0059	-0.0116	0.0059	-0.0324
			III	0	-0.0324	-0.0086	-0.0054	0
		Y	I	-0.0086	0.0116	0.0206	0.0116	-0.0086
			II	-0.0054	0.0059	0.0096	0.0059	-0.0054
			III	0	-0.0324	-0.0513	-0.0324	0
	삼 각 형 분 포 하 중	X	I	-0.0179	0.0015	0.0103	0.0080	-0.0334
			II	-0.0101	0.0006	0.0058	0.0052	-0.0223
			III	0	-0.0019	-0.0043	-0.0036	0
		Y	I	-0.0030	0.0047	0.0103	0.0069	-0.0056
			II	-0.0017	0.0018	0.0048	0.0040	-0.0037
			III	0	-0.0116	-0.0257	-0.0208	0
1.25	등 분 포 하 중	X	I	-0.0559	0.0119	0.0189	0.0119	-0.0559
			II	-0.0343	0.0067	0.0097	0.0067	-0.0343
			III	0	-0.0074	-0.0111	-0.0074	0
		Y	I	-0.0093	0.0181	0.0295	0.0181	-0.0093
			II	-0.0057	0.0074	0.0108	0.0074	-0.0057
			III	0	-0.0442	-0.0664	-0.0442	0
	삼 각 형 분 포 하 중	X	I	-0.0171	0.0017	0.0095	0.0102	-0.0389
			II	-0.0092	0.0006	0.0048	0.0061	-0.0251
			III	0	-0.0025	-0.0055	-0.0049	0
		Y	I	-0.0029	0.0069	0.0147	0.0111	-0.0065
			II	-0.0015	0.0021	0.0054	0.0053	-0.0042
			III	0	-0.0151	-0.0332	-0.0291	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

③ $\lambda=1.50, 1.75, 2.00$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
1.50	등분포하중	X	I	-0.0570	0.0133	0.0158	0.0133	-0.0570
			II	-0.0346	0.0071	0.0073	0.0071	-0.0346
			III	0	-0.0090	-0.0126	-0.0090	0
		Y	I	-0.0095	0.0234	0.0354	0.0234	-0.0095
			II	-0.0058	0.0086	0.0112	0.0086	-0.0058
			III	0	-0.0538	-0.0756	-0.0538	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0149	0.0017	0.0079	0.0116	-0.0421
			II	-0.0079	0.0006	0.0036	0.0065	-0.0267
			III	0	-0.0029	-0.0063	-0.0061	0
		Y	I	-0.0025	0.0083	0.0177	0.0151	-0.0079
			II	-0.0013	0.0023	0.0056	0.0063	-0.0045
			III	0	-0.0172	-0.0378	-0.0365	0
1.75	등분포하중	X	I	-0.0571	0.0139	0.0128	0.0139	-0.0571
			II	-0.0346	0.0071	0.0052	0.0071	-0.0346
			III	0	-0.0102	-0.0135	-0.0102	0
		Y	I	-0.0095	0.0275	0.0389	0.0275	-0.0095
			II	-0.0058	0.0094	0.0112	0.0094	-0.0058
			III	0	-0.0611	-0.0805	-0.0611	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0128	0.0018	0.0064	0.0121	-0.0442
			II	-0.0068	0.0006	0.0026	0.0065	-0.0278
			III	0	-0.0031	-0.0067	-0.0071	0
		Y	I	-0.0021	0.0090	0.0194	0.0185	-0.0074
			II	-0.0011	0.0024	0.0056	0.0070	-0.0046
			III	0	-0.0184	-0.0403	-0.0427	0
2.00	등분포하중	X	I	-0.0570	0.0139	0.0105	0.0139	-0.0570
			II	-0.0345	0.0068	0.0038	0.0068	-0.0345
			III	0	-0.0112	-0.0138	-0.0112	0
		Y	I	-0.0095	0.0308	0.0407	0.0308	-0.0095
			II	-0.0058	0.0100	0.0110	0.0100	-0.0058
			III	0	-0.0669	-0.0828	-0.0699	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0112	0.0018	0.0052	0.0121	-0.0458
			II	-0.0059	0.0006	0.0019	0.0062	-0.0287
			III	0	-0.0032	-0.0069	-0.0080	0
		Y	I	-0.0019	0.0094	0.0203	0.0214	-0.0077
			II	-0.0010	0.0025	0.0055	0.0075	-0.0048
			III	0	-0.0192	-0.0414	-0.0477	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

④ $\lambda=2.25, 2.50, 2.75$

λ	하중	힘모멘트 계수	좌표	1	2	3	4	5
2.25	등분포하중	X	I	-0.0569	0.0136	0.0089	0.0136	-0.0569
			II	-0.0345	0.0063	0.0028	0.0063	-0.0345
			III	0	-0.0119	-0.0140	-0.0119	0
		Y	I	-0.0095	0.0335	0.0415	0.0335	-0.0095
			II	-0.0058	0.0104	0.0108	0.0104	-0.0058
			III	0	-0.0714	-0.0837	-0.0714	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0099	0.0019	0.0045	0.0117	-0.0470
			II	-0.0052	0.0006	0.0014	0.0057	-0.0293
			III	0	-0.0033	-0.0070	-0.0086	0
		Y	I	-0.0016	0.0097	0.0207	0.0238	-0.0079
			II	-0.0009	0.0025	0.0054	0.0079	-0.0049
			III	0	-0.0196	-0.0419	-0.0518	0
2.50	등분포하중	X	I	-0.0569	0.0129	0.0080	0.0129	-0.0569
			II	-0.0345	0.0057	0.0023	0.0057	-0.0345
			III	0	-0.0125	-0.0140	-0.0125	0
		Y	I	-0.0095	0.0356	0.0418	0.0356	-0.0095
			II	-0.0058	0.0106	0.0107	0.0106	-0.0058
			III	0	-0.0749	-0.0839	-0.0749	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0089	0.0019	0.0040	0.0110	-0.0480
			II	-0.0047	0.0006	0.0011	0.0051	-0.0298
			III	0	-0.0033	-0.0070	-0.0092	0
		Y	I	-0.0015	0.0099	0.0209	0.0257	-0.0080
			II	-0.0008	0.0026	0.0053	0.0081	-0.0050
			III	0	-0.0200	-0.0420	-0.0549	0
2.75	등분포하중	X	I	-0.0568	0.0122	0.0074	0.0122	-0.0568
			II	-0.0344	0.0051	0.0020	0.0051	-0.0344
			III	0	-0.0130	-0.0140	-0.0130	0
		Y	I	-0.0095	0.0373	0.0419	0.0373	-0.0095
			II	-0.0058	0.0108	0.0106	0.0108	-0.0058
			III	0	-0.0775	-0.0839	-0.0775	0
	삼각형분포하중	X	I	-0.0080	0.0019	0.0037	0.0102	-0.0488
			II	-0.0042	0.0006	0.0010	0.0045	-0.0302
			III	0	-0.0034	-0.0070	-0.0096	0
		Y	I	-0.0013	0.0100	0.0210	0.0272	-0.0081
			II	-0.0007	0.0026	0.0053	0.0082	-0.0050
			III	0	-0.0202	-0.0419	-0.0573	0

표(5-3) 4변고정판의 계산수표(x, y방향 4등분) (계속)

⑤ $\lambda=3.00$

λ	하 중	힘모멘트 계수	좌 표	1	2	3	4	5
3.00	등 분 포 하 중	X	I	-0.0568	0.0113	0.0071	0.0113	-0.0568
			II	-0.0344	0.0045	0.0018	0.0045	-0.0344
			III	0	-0.0133	-0.0140	-0.0133	0
		Y	I	-0.0095	0.0386	0.0419	0.0386	-0.0095
			II	-0.0058	0.0108	0.0105	0.0108	-0.0058
			III	0	-0.0795	-0.0837	-0.0795	0
	삼 각 형 분 포 하 중	X	I	-0.0074	0.0019	0.0036	0.0094	-0.0495
			II	-0.0039	0.0006	0.0009	0.0039	-0.0306
			III	0	-0.0034	-0.0070	-0.0099	0
		Y	I	-0.0012	0.0102	0.0209	0.0284	-0.0083
			II	-0.0006	0.0026	0.0052	0.0082	-0.0051
			III	0	-0.0204	-0.0419	-0.0591	0

[참고문헌]

- 1) 日本港灣協會(2007), 港灣の施設の技術上の基準・同解説

부 록 6 편

등대 · 등표 설계 예



부록 6편 등대·등표 설계 예

6-1 무인등대의 설계

6-1-1 무인등대의 설계

① 기초의 안정

등탑의 기초는 외력에 의한 전도, 활동에 대해서 안정하고, 또한 기초 및 지반의 각부에 일어나는 최대응력도가 각 부분의 허용 응력도를 넘지 않도록 형상 및 치수를 설계한다.

② 기초형식의 종류

가. 중력식 기초

외력의 휨모멘트에 대해서는 자중으로, 수평력에 대해서는 저면마찰로서 안정을 유지하는 형식

나. 반력식 기초

지반 내에 기초를 깊이 매몰하여 측면반력 저면반력에 의해서 안정을 유지하는 형식

다. 부착식 기초

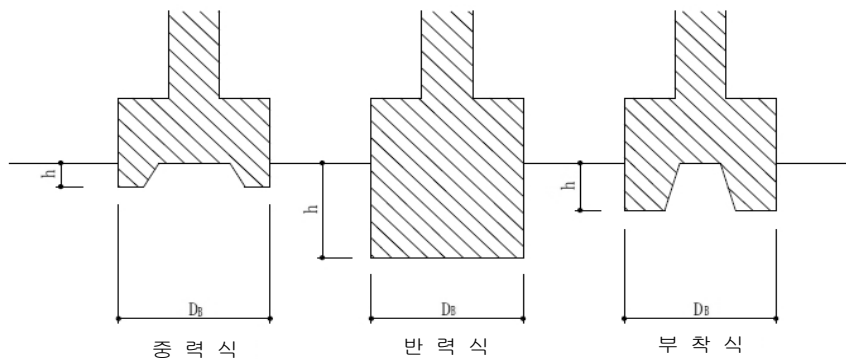
지반 내에 기초를 얇게 매몰하여 측면부착력, 저면반력에 의해서 안정을 유지하는 형식

라. 각형식의 비교

각 형식은 매몰깊이 h 와 기초경 D_B 와의 비 h/D_B 가 표(6-1)의 값을 만족하여야 한다.

표(6-1) 매몰깊이 h 와 기초경 D_B 와의 비(h/D_B)

기초형식	h/D_B
중력식	0.1 이하(슬라이딩을 방지할 정도)
부착식	0.1 ~ 0.3
반력식	0.3 이상



그림(6-1) 기초의 형식

봉강으로 지반에 앵커 시키는 것은 전기의 3가지 형식에 안정성을 높이기 위해 사용하는 것으로 생각하여 기초안정 계산 시 이를 고려하지 아니한다.

③ 기초형식의 선정

기초형식의 선정에 있어서는 지반의 경도, 등탑의 규모, 외력의 대소, 시공성 등을 고려하여 안정되고 경제적인 형식을 채택한다.

표(6-2) 기초형식의 선정기준

조건 \ 기초 형식	중력식	반력식	부착식
지반	토사, 약한지반	보통함	경암
외력	적음	큼	큼
등탑의 규모	적음	큼	보통
시공의 난이도	용이함	난이함	보통

④ 중력식 기초의 안정계산

가. 전도에 대한 안정

저면에 있어서 저항모멘트를 구하고 외력의 휨모멘트에 대한 안전율이 1.5 이상이 되게 한다.

$$F = \frac{Mr}{M^l} \geq 1.5 \quad (6-1)$$

여기서,

F : 안전율

Mr : 기초저면에 있어서의 저항모멘트 $\frac{N \cdot D_B}{2}$ (kN-m)

M^l : 기초저면에 있어서의 휨모멘트(kN-m)

N : 기초저면에 있어서 자중(kN)

D_B : 기초의 외경(m)

나. 활동(슬라이딩)에 대한 안정

저면에 있어서 지반과의 마찰력이 외력에 의한 수평력에 대한 안전율이 1.5 이상 되게 한다.

$$F = \frac{Pr}{P} \geq 1.5 \quad (6-2)$$

여기서,

F : 안전율

Pr : 기초저면과 지반의 마찰력(t) = N^l · μ

P : 기초저면에 있어서의 수평력(kN)

N^l : 기초저면에 있어서 자중(kN)

μ : 마찰계수

안전계산에 적용되는 마찰계수는 다음 값을 기준으로 한다.

표(6-3) 마찰계수

조	건	마찰계수(μ)
precast concrete	와 암반	0.6
"	와 모래	0.6
현장 concrete	와 암반	0.7
"	와 모래	0.7
"	" (일부 30cm 이상 매몰되는 경우)	0.8

다. 침하에 대한 안정

다음 식에서 구하는 설계용 접지압력(σ_e)이 지반의 허용지내력도(f_e)를 넘지 않는 것으로 한다.

$$\sigma_e = \frac{\alpha N^I}{A} \leq f_e \quad (6-3)$$

여기서,

- σ_e : 설계용 접지압력(kN/m²)
- α : 접지압계수
- N^I : 기초저면에 있어서의 자중(kN)
- A : 기초저면적(m²)
- f_e : 지반의 허용지내력도(kN-m)

(주) 접지압계수는, 편심거리 $e(= \frac{M}{N})$ 와 기초폭 DB에서 정해진 계수로 부도-9에서 구한다.

라. 반력식 기초의 안정계산

외력에 의한 휨모멘트 및 수평력에 의해 기초측면과 기초저면에 생기는 최대압축응력도($P_s \cdot q_B$)는 암반의 허용지내력도(f_e) 및 기초 concrete의 허용압축응력도 σ_{ce} 이하로 한다.

(주: 암반굴착 후 주위 암반의 절리 등에 의해 강도저하가 생각되는 경우 적절히 지내력 등을 저감한다)

$$\begin{aligned} P_s &\leq \sigma_{ce}, f_e(\text{kN/m}^2) \\ q_B &\leq \sigma_{ce}, f_e(\text{kN/m}^2) \end{aligned} \quad (6-4)$$

여기서, $P_s \cdot q_B$ 는 부도-10에서 구한다.

마. 부착식 기초의 안정계산

외력에 의한 휨모멘트에 의해서 기초측면에 생기는 최대전단응력도(τ_s)는 암반 및 기초 concrete의 허용부착응력도(σ_{be})로 한다.

$$\tau_s \leq \sigma_{be}$$

여기서 τ_s : 기초측면에 생기는 최대전단응력도(N/mm²)

σ_{be} : 허용부착응력도(kg/cm²)

τ_s 는 부도-11에서 구한다.

표(6-4) 허용부착응력도

조 건	허용부착응력도 σ_{be} (N/mm ²)
concrete와 concrete	0.9
몰탈(concrete)와 암반	0.5
접착제와 암반	0.7

상기 수치는 단기허용부착응력도이다.

표(6-5) 파도가 쳐 올라가는 높이

경사각(θ)	파도가 쳐 올라가는 높이 $h(m)$
90°	1.0 H_d
60°	1.23 H_d
45°	1.42 H_d
30°	1.74 H_d

6-1-2 부재단면의 설계

① 철근 concrete

가. 기본적인 가정

- 구조 계산에 있어서 탄성이론에 의해 해석한다.
- 부재의 강도는 철근 및 concrete의 응력도가 각각의 허용응력도이하일 것을 검토 확인한다.
- 단면의 결정 또는 응력도의 계산 시 재료의 정수는 다음과 같이 가정한다.

철근의 Young계수 $E_s = 2.05 \times 10^5$ (N/mm²)

$$\text{Con'c} \quad " \quad E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$n = E_s/E_c = 15$$

- 부정정력 또는 탄성변형의 계산 시는 재료이 정수를 다음과 같이 가정한다.

철근의 Young계수 $E_s = 2.05 \times 10^5$ (N/mm²)

$$\text{Con'c} \quad " \quad E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{r}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$n = E_s/E_c = 8.8$$

concrete 의 “Poisson”비 $\nu = 0.2$

- 단면결정 또는 응력도의 계산 시 일반적으로 concrete의 인장응력을 무시하고 비틀림은 단면중립축에서의 거리에 비례하는 것으로 본다.

나. 독립 푸팅기초

(가) 구조개요

- 기초슬래브의 등탑과 접합부분은 60cm 이상, 단부의 두께는 30cm 이상으로 한다.
- 주근의 직경은 13mm 이상으로 한다.
- 주근의 간격은 기초슬래브 유효폭 내에서는 20cm, 기타부분에서는 30cm로 한다.

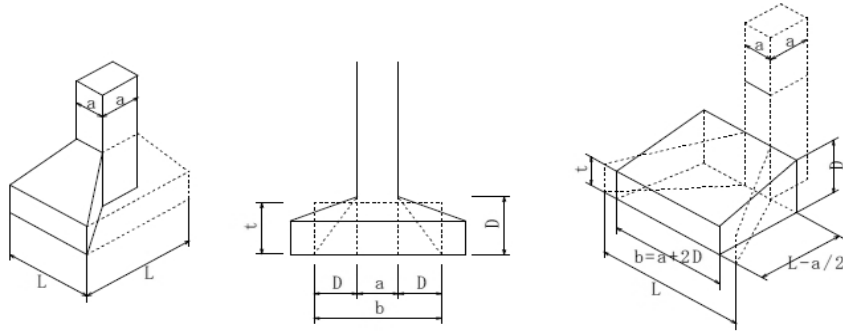
(나) 기초크기의 결정

- 기초의 크기를 결정하는데 있어서 외력에 의해서 생기는 기초저면의 지반반력이 지지지반의 허용 지내력도를 초과하지 않도록 함과 더불어 전도에 대한 안전율 1.5 이상으로 한다.
- 지반면 이하의 콘크리트와 채석층 부분의 단위체적당 평균중량은 설계계산 시 23kN/m³로 한다. 단, 최종계산은 실중량으로 하여 전도에 대해 안전한가를 확인한다.

다. 푸팅(footing)의 부재단면 산정

- 독립 푸팅의 전단력 및 휨모멘트는 계산상4개의 태형(台形)으로서 한쪽만 지지하는 것으로 산정한다. 단, 푸팅의 단면 및 철근의 산정에 있어서는 상기의 4개의 장방형 한쪽만

지지하는 그림(6-2)에서 가리키는 유효폭 b 및 두께 t 를 가진 장방형으로 보고 설계 계산한다.



그림(6-2) 푸팅계산 시 적용방법도

- 푸팅 또는 등탑이 원형일 경우 같은 면적의 정방형 푸팅 또는 등탑으로 가정하여 산출한다.
- 푸팅 내의 전단력 Q_F 및 휨모멘트 M_F 는 부도-12, 13에서 구한다.
- 기초슬래브 두께 D 는 기초슬래브의 전단응력이 허용응력도를 초과하지 않도록 두께를 결정한다. 이때 기초슬래브의 최소두께는 60cm로 한다.

$$\tau = \frac{Q_F}{bj} \quad (6-5)$$

여기서,

τ : 전단응력도(kN/m²)

Q_F : 푸팅 내의 전단력(kN)

b : 기초슬래브의 유효폭(m)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서($\frac{7}{8}d$)로 한다.(m)

d : 기초슬래브의 유효성(m)

- 소요철근량 계산

소요철근량 A_s 는 다음(6-6), (6-7)식에서 구하는 철근량 중 큰 쪽을 택하고 이를 기초슬래브의 유효폭 b 의 범위 내에 배치한다.

$$\Psi = \frac{Q_F}{\tau_{o_a} \cdot j} \quad (6-6)$$

여기서,

Ψ : 부착에서 정하는 철근주장(mm)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서($\frac{7}{8}d$)로 한다.(mm)

τ_{o_a} : concrete의 철근에 대한 허용부착응력도(N/mm²)

Q_F : 기초 푸팅 내의 전단력(N)

d : 기초슬래브의 유효성(mm)

$$at = \frac{M_F}{f_t \cdot j} \quad (6-7)$$

여기서,

a_t : 휨에서 정하는 철근량(mm²)

f_t : 철근의 허용인장응력도(kN/mm²)

M_F : 기초 푸팅의 휨모멘트(N·mm)

j : 기초슬래브의 응력중심거리로서 ($\frac{7}{8}d$)로 한다.(mm)

일반적으로 at 를 먼저 구하고 구조개요를 설정한 뒤 철근의 본수와 종류를 구한 다음 이 철근주장의 합계와 (6-6)식에서 구하는 ψ (철근주장)를 비교하여 결정한다.

기초슬래브의 유효폭 이외의 외측부분에는 유효폭 내의 철근간격의 2배 간격으로 배근한다. 이때의 최대철근간격은 30cm로 한다.

다. 원형단면의 설계

(가) 구조개요

- 등탑의 직경 D 는 80cm 이상으로 한다.
- 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- 축방향철근의 직경은 16mm 이상으로 한다.
- 축방향철근의 최소간격은 철근직경의 2.5배 이상으로 한다.
- 축방향철근비는 등탑직경 D 가 1.0m 이하일 경우 부도-14-B, 1.0m 이상일 때는 부도-14-A에서 구하는 값 이상 또는 0.5% 이상으로 한다.
- 횡방향 철근의 직경은 9mm 이상으로 한다.
- 횡방향철근 간격은 30cm 이하로 한다.
- 철근의 피복 두께는 7cm 이상으로 한다.

라. 원환단면의 설계

(가) 구조개요

㉠ 파력이 작용하는 단면

- 원환단면의 벽두께는 200mm 이상으로 한다.
- 벽두께 t 는 설계과고 H_d , 벽중심간의 직경 D_m 로 정하는 t_o 보다도 커야한다.(부도-15)
- 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- 축방향철근의 직경은 16mm 이상으로 한다.
- 축방향철근비는 부도-16에서 구하는 값 이상 또는 0.3% 이상으로 한다.
- 횡방향철근의 간격은 200mm 이하로 한다.
- 횡방향철근의 직경은 13mm 이상으로 한다.
- 횡방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.(부표-1)
- 철근의 피복두께는 70mm 이상으로 한다.

㉡ 파력이 작용하지 않는 단면

- 원환단면의 벽두께는 200mm 이상으로 한다.
- 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- 축방향철근의 직경은 16mm 이상으로 한다.
- 축방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.
- 횡방향철근의 간격은 250mm 이하로 한다.

- 횡방향철근의 직경은 9mm 이상으로 한다.
- 횡방향철근비는 0.15% 이상으로 한다(부표-1)
- 철근의 피복두께는 70mm 이상으로 한다.

마. 중공 직사각형단면의 설계

(가) 구조 개요

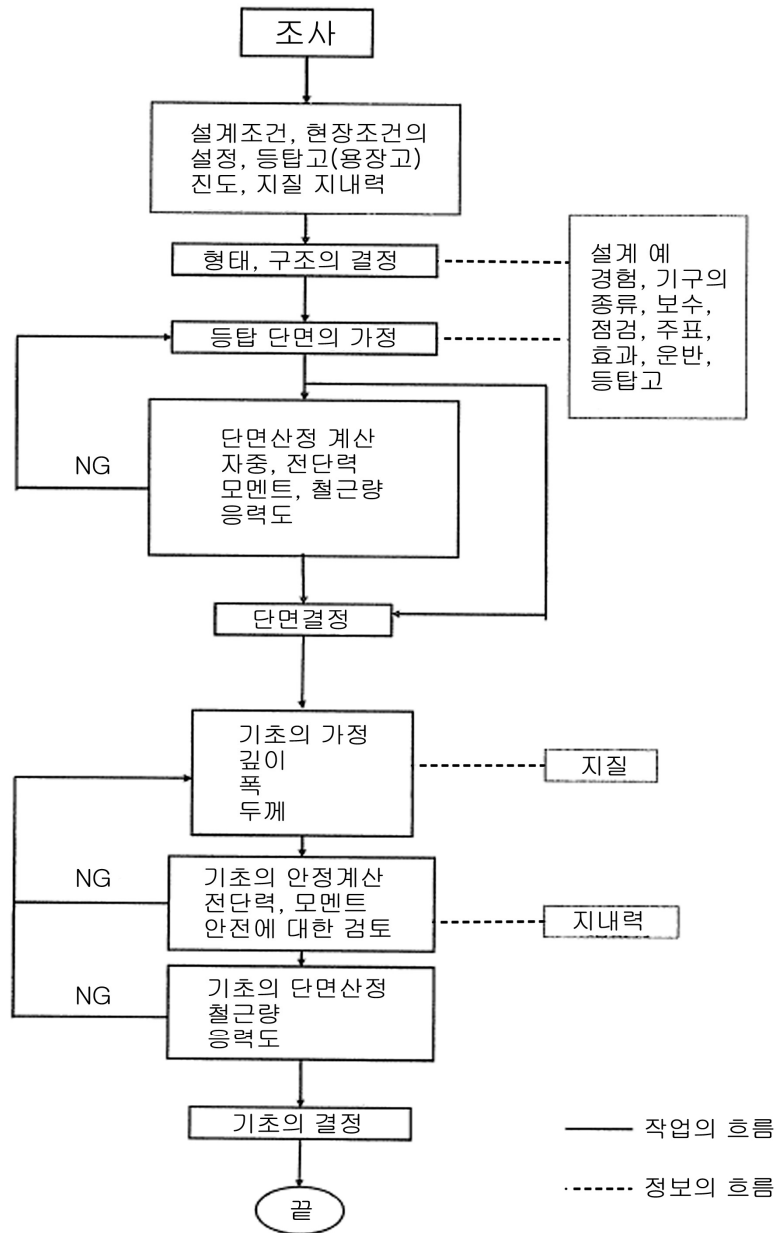
㉔ 파력이 작용하는 단면

- 벽두께 t 는 200mm 이상으로 한다.
- 벽두께 t 는 설계파고 H_d , 장방형단면의 외폭 B 로 정하는 t_0 보다 커야 한다.(부도-17)
- 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- 축방향철근의 직경은 16mm 이상으로 한다.
- 축방향철근비는 부도-18에서 구하는 값 이상 또는 0.3% 이상으로 한다.
- 횡방향철근의 간격은 200mm 이하로 한다.
- 횡방향철근의 직경은 13mm 이상으로 한다.
- 횡방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.(부표-2)
- 철근의 피복두께는 70mm 이상으로 한다.

㉕ 파력이 작용하지 않는 단면

- 벽두께 t 는 200mm 이상으로 한다.
- 축방향철근은 12본 이상으로 한다.
- 축방향철근의 직경은 16mm 이상으로 한다.
- 축방향철근비는 0.3% 이상으로 한다.
- 횡방향철근의 간격은 250mm 이하로 한다.
- 횡방향철근의 직경은 10mm 이상으로 한다.
- 횡방향철근비는 0.2% 이상으로 한다.(부표-2)
- 철근의 피복두께는 70mm 이상으로 한다.

② 설계순서



③ 설계조건

가. 지반종류 견고한 사질지반

Tc : 0.6 (제2종지반)

기초 매립 깊이 1.6m

허용지내력도 $f_e = 200\text{kN/m}^2$ (단기)

허용지내력도 $f_e = 100\text{kN/m}^2$ (장기)

나. 수평진도 예비계산

$$T = h(0.02+0.01\alpha) = 0.22$$

h : 해당 건축물의 높이 (단위 m) 11.00m

α : 건축물 중 대부분이 철근조 등인 단의 높이 합계

h에 대한 비 0.0 .

Z : 지진지역계수 1.0 (지역계수 적용)

Rt : 진동특성계수 1.0

Co : 표준전단력계수 0.2

I : 중요도계수 1.0

G : 지진입력보정계수 1.0

검토 ROOT II

다. 기능

평균수면에서 지반면까지의 높이 5 m

지반면에서 상부발판 윗면까지의 높이 11m (등탑높이)

전원의 종류 태양전지 80W

제어실(축전지실) Φ 1.8m

상부발판 최소직경 Φ 4.0m

④ 설계계산

가. 형상수치 별지(양식-지진) 참조

나. 전단력 휨모멘트 별지(양식-지진) 참조

다. 기초의 안정(전도)

지반면에서 휨모멘트 $M = 1140.21 \text{ kN-m}$

지반면에서 자중 $N = 684.1 \text{ kN}$

지반면에서 전단력 $Q = 172.1 \text{ kN}$

※ 별지(접지압 1차설계) 참조

기초의 근입 깊이 $h = 1.6\text{m}$

기초폭 또는 지름 $D_B = 5.5\text{m}$

기초지면에서 모멘트 $M' = 1415.57 \text{ kN-m}$

기초지면에서 자중 $N' = 1558.47 \text{ kN}$

지면의 편심률 $M'/(N' \cdot D_B) = 0.17$

설계용 접지압 $\sigma_e = 157.42 \leq 200 \text{ kN/m}^2$

기초지면의 저항모멘트 $M_r = (N_r \cdot D_B) / 2$

$F = M'/M = 2.08 \geq 1.5$

(여기에서, N_r 은 기초지면에서 실자중으로 계산하여 구한다.)

라. 산정단면

별지 참조 양식 - footing

양식 - 원형, 원환, 단형

마. 결정단면

단면위치	A	⑦	⑤
외 경(m)	2.50	2.40	2.40
벽두께(m)	0.25	0.20	0.20
철근비 p(%)	0.39	0.46	0.46
축방향 철근지름(mm)	D16	D16	D16
축방향 철근 수량	32	32	32
축방향 철근간격(mm)	250	250	250
횡방향 철근지름(mm)	D13	D13	D13
횡방향 철근간격(mm)	250	250	250

접지압 1차 설계

└ 부도-9에서

가정	① 기초매립 깊이(m) h	② 기초폭 또는 기초지름(m) D _B	③ 기초지면의 면적(m ²) A	④ 기초부의 자중(kN) 23×①×③	⑤ 기초지면에 서 자중(kN) N'=N+④	⑥ 기초지면에서 모멘트(kN·m) M'=M+Q·h	⑦ 편심률 e/DB= ⑥/⑤÷②	⑧ 접지압계수 α	⑨ 평균접지압 N'/A=⑤/ ③	⑩ 설계용접지압 (kN-m) σe=⑧×⑨
1	1.60	5.50	23.8	874.37	1558.47	1415.57	0.17	2.4	65.59	157.42

$$e/DB \leq 0.30$$

$$\sigma e \leq f_e 200 \text{ kN/m}$$

Nr 토사를 가득채운 무게로서 실중량(단위중량16kN/m³)을 고려한다.

$$N⑧ = 684.1 \text{ kN}$$

$$\text{가득 채움} \quad 1.0^2 \times 3.14 \times 1.0 \times 16 = 50.2 \text{ kN}$$

$$\text{외곽테두리} \quad (1.25^2 - 1.0^2) \times 3.14 \times 1.0 \times 24 = 42.39 \text{ kN}$$

$$\text{기 초} \quad 2.5^2 \times 3.14 \times 0.6 \times 2.4 = 282.6 \text{ kN}$$

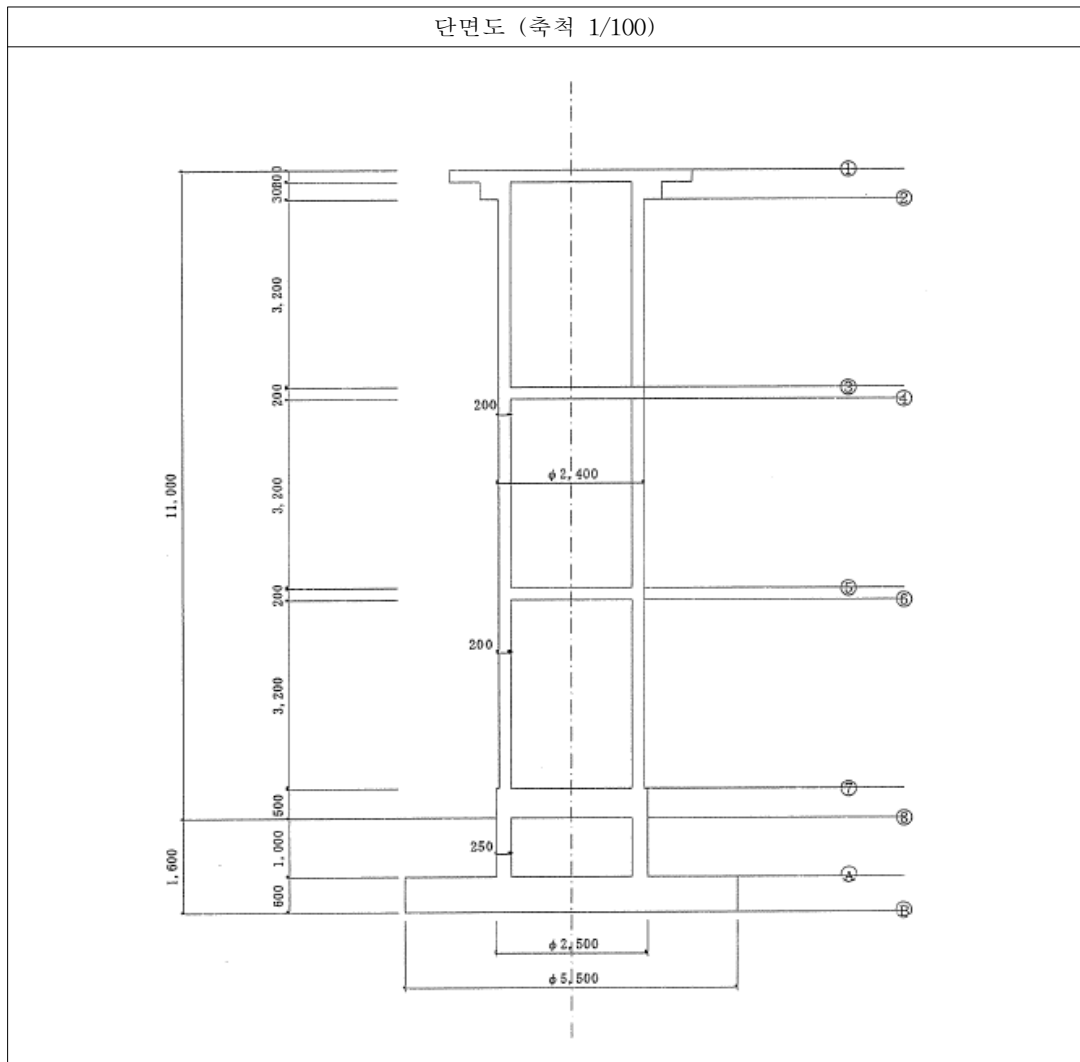
$$\text{흙(다짐)} \quad (2.5^2 - 1.25^2) \times 3.14 \times 0.6 \times 16 = 141.3 \text{ kN}$$

$$\text{합 계} \quad 516.49 \text{ kN}$$

$$Nr = 684.1 + 516.49 = 1200.59 \text{ kN}$$

지진력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 1 참조)

⑤ 단면도



footing 기초단면 1차 설계 산정표

철근의 허용 인장응력도	$\sigma_{sa} =$	294N/mm ² (SD295)
콘크리트 허용압축응력도	$\sigma_{ca} =$	16N/mm ²
콘크리트 허용전단응력도	$\tau_a =$	1.4N/mm ²
콘크리트의 철근에 대한 허용부착응력도	$\tau_{oa} =$	1.2N/mm ²
기초지면에서 자중	$N' =$	1558.47kN
기초지면에서 휨 모멘트	$M' =$	1415.57kN-m
footing 길이	$\ell =$	5.50m
타과 footing 접합부의 폭	$a =$	2.21m
(원형인 경우 $a=1.77 \times \text{반경}$)		

편심률 e/D_i	t/a	Q_F/N'	footing의 전단력	$M_F/N'a$	footing의 휨 모멘트 $M_F(kN-m)$
0.17	2.49	0.37	576.63	0.165	568.94

↑
부도-12에서

↑
부도-13에서

· 기초 슬래브 두께 D 결정

가정
↓

D(m)	유효폭 $b(m)$ $=a+2D$	유효높이 $d(m)$ $=D-0.1$	j $=7/8d$	전단응력도 $\tau(N/mm^2)$ $=Q_F/1000b$	판정
0.8	3.81	0.7	0.61	0.25	ok!
0.6	3.41	0.5	0.44	0.39	ok!

↑
 $b \leq \ell$

↑
 $\tau \leq \tau_a$

철근량 응력도 산정 및 설계계산(1,2차) (별첨 2 참조)

2차 설계 확인 시트

지진력에 의한 필요보유수평전단력, 휨 모멘트 산정표

$T=0.22$	$Co=0.2$
$Tc=0.6$	$I = 1$
$Rt=1.0$	$G= 1$
$Z=1.0$	$Ds = 0.55$
	$Ds = 0.30$

$$A_i = (1 + \frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i) \frac{2T}{1+3T}$$

양식 지진

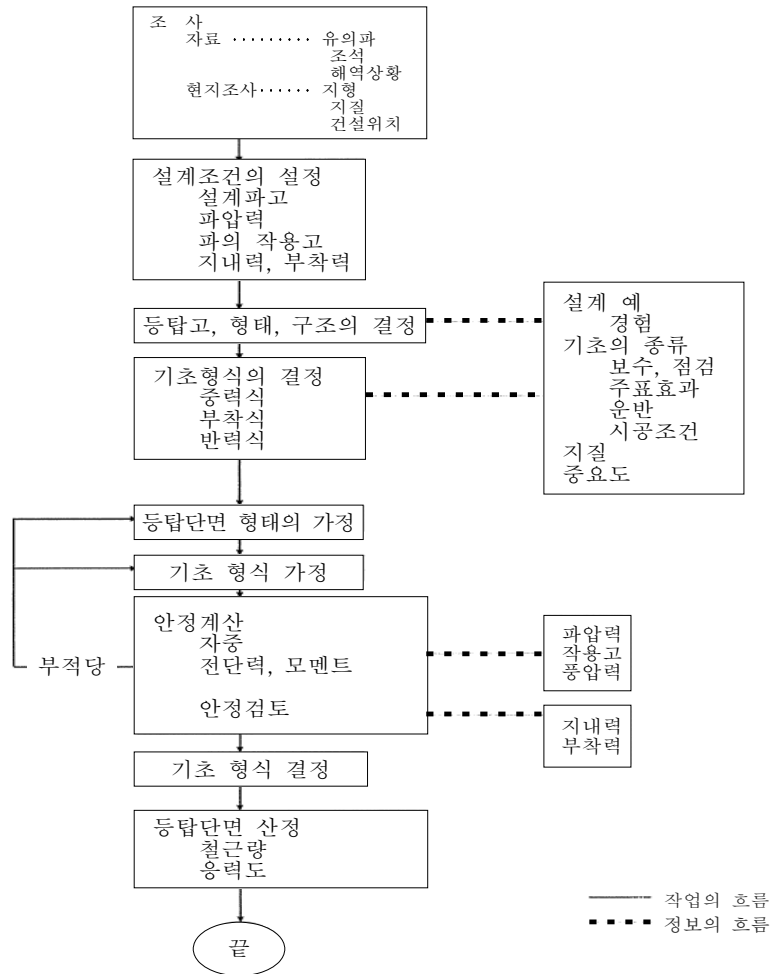
$$C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot I \cdot G$$

단면 위치	① 구간 거리 (m) ℓ	② 구간 자중 W_i (kN)	③ 자중 ΣW (kN)	④ a_i $\textcircled{3} \div W$	A_i	C_i	⑤ 구간 전단력 $Q_n(t)$ $Ds \cdot C_i \times \textcircled{2}$	⑥ 전단력 $\Sigma Q_n(t)$ $\textcircled{6}_{-1} + \textcircled{5}$	⑦ 구간중심높이 $g_n(m)$	⑧ 구간휨 모멘트 $M_n(t-m)$ $\textcircled{7} \times \textcircled{5}$	⑨ $\textcircled{1} \times \textcircled{6}_{-1}$	⑩ 휨모멘트 ΣM_n $\textcircled{10}_{-1} + \textcircled{8} + \textcircled{9}$
등롱		2.0	2.0	0.003	5.839	5.839	6.42	6.42	0.50	3.21		3.21
①	0.20	60.4	62.4	0.091	1.855	1.855	61.62	68.04	0.10	6.16	1.28	10.65
②	0.30	4.9	67.3	0.098	1.821	1.821	4.91	72.95	0.15	0.74	20.41	31.80
③	3.20	106	173	0.253	1.460	1.460	85.12	158.07	1.60	136.19	233.44	401.43
④	0.20	218	391	0.572	1.199	1.199	143.76	301.83	0.10	14.38	31.61	447.42
⑤	3.20	106	497	0.727	1.118	1.118	65.18	367.01	1.60	104.29	965.86	1517.57
⑥	0.20	21.8	519	0.759	1.103	1.103	13.22	380.23	0.10	1.32	73.40	1592.29
⑦	3.20	106	625	0.914	1.035	1.035	60.34	440.57	1.60	96.54	#####	2905.57
⑧	0.50	59.0	^w 684	1.000	1.000	1.000	32.45	473.02	0.25	8.11	220.29	3133.97
높이	^h 11.0											
A*	1.00	42.5	727		1.000		217.98	691.00	0.50	108.99	473.02	3715.98
B*	0.60	342	1069		1.000		320.58	#####	0.30	96.17	414.60	4226.75

* 는 기초 슬래브가 결정된 후 계산한다.

6-2 등표의 설계(중력식 기초)

① 설계순서



② 설계조건

가. 기초지반

간	출	암	H.H.W.L 이상	m
암		초	H.H.W.L 이하	5.5m
암		질		사암
허용지내역도		$f_e = 2500\text{kN/m}^2$ (단기)		
허용전단응력도		250kN/m^2		

나. 조위

H.H.W.L	+	2.20m
A.H.H.W	+	1.70m
MSL	+	m
CDL	±	0.00m
GL		-3.20m

다. 설계파고

$$\begin{aligned} \text{(가) 최대파고방향} & \quad SW \\ \text{(나) 심해유의파} & \quad H_{1/3} = 7.50m \\ & \quad T_{1/3} = 10.00sec \\ & \quad L_o = 1.56 \cdot T_{1/3}^2 = 156m \end{aligned}$$

(다) 회절에 의한 파의 감쇄

$$\text{부도-2~7에서 회절계수} \quad K_d = 1.0$$

$$\text{(라) 현장심해유의파고} \quad H_{1/3}' = K_d \cdot H_{1/3} = 7.50m$$

(마) 쇄파한계파고 H_b

$$\text{쇄파수심(H.H.W.L에서)} \quad hb = 7.00m$$

$$\text{평균해저경사} \quad i = 1/50$$

$$\frac{hb}{L_o} = 0.045$$

$$\text{부도-8에서} \quad \frac{Hb}{hb} = 0.74 \quad Hb = 5.18m$$

$$\begin{aligned} \text{(바) 설계파고} \quad H_d &= \min\{2.0H_{1/3} \cdot H_b\} \\ &= \min\{15.00 \cdot 5.18\} \\ &= 5.18m \end{aligned}$$

라. 파압력

(가) 공식-1을 적용한 경우

$$P_s = K_m \tau \left(\frac{z}{H_d} \right) w_o \cdot H_d \left(\gamma \left(\frac{Z}{H_d} \right) \right) \text{의 값은 부도-1참조}$$

(나) 공식-2를 적용한 경우

$$P_s = K_w 0.5 \cdot w_o \cdot H_d = \quad \text{kN/m}^2$$

마. 파의 작용고

(가) 수상암 상부인 경우

$$\begin{aligned} \eta_d &= \max\{\eta_c \cdot \eta \\ \eta_d &= \max\{0.75H_d, 0.55H_d + 0.7Rh\} \\ &= \max\{ \quad \quad \quad \} \\ &= m(\text{H.H.W.L에서}) \end{aligned}$$

$$\text{암초 전면의 경사각} \quad \theta = \quad ^\circ$$

$$\text{파도가 올라가는 높이} \quad \eta_h = \quad m$$

(본문 표(6-5)의 값 이하)

(나) 수상암 이외인 경우

$$\eta_d = \eta_c = 0.75 \cdot H_d = 3.89m(\text{H.H.W.L에서})$$

바. 파의 타상력

$$P_u = C_w \cdot w_o(0.5 \cdot H_d + \eta_d - Z) \eta_d < Z < (\eta_d + 0.5 \cdot H_d)$$

$$P_u \text{ max} = C_u \cdot W_o 0.5 \cdot H_d$$

사. 풍압력

$$P_w = C_w \cdot q$$

$$\bigcirc \text{ 원주} \quad 0.7 \times 2.2 = 1.54\text{kN/m}^2$$

$$\bigcirc \text{ 평면} \quad 1.3 \times 2.2 = 2.86\text{kN/m}^2$$

아. 등탑높이(발판상부까지)

$$\text{등탑높이 (H)} \quad 8.50m$$

$$\text{GL상단~파의 작용고}(\eta_b) \quad 4.40m$$

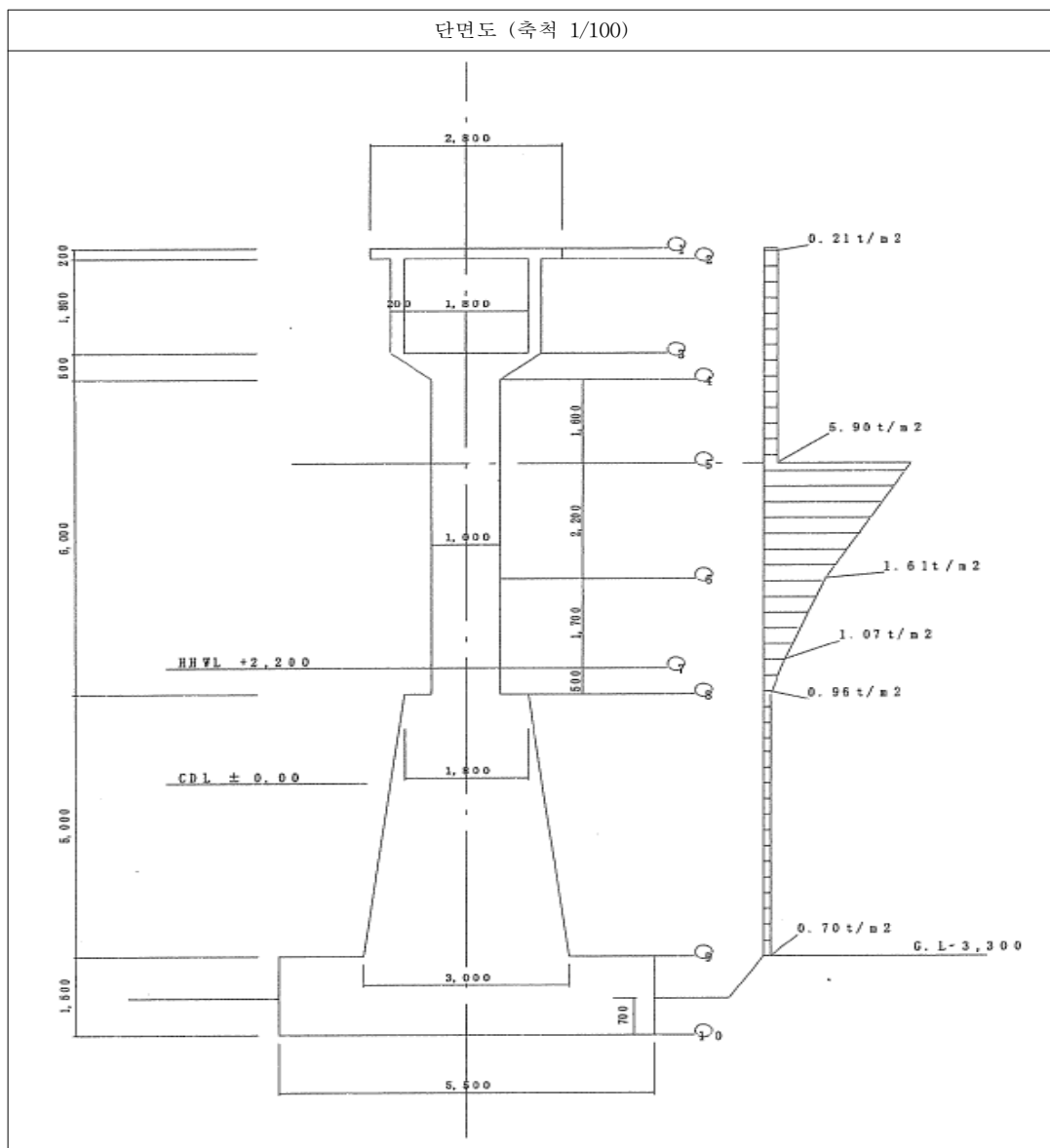
$$H - \eta_b \geq 3m \quad \text{ok!}$$

③ 설계계산

1. 형상수치	별지(양식-파도) 참조																																								
2. 전단력 휨 모멘트	별지(양식-파도) 참조																																								
3. 기초 안정	<div>기초지면에서 모멘트 $M'= 1491.32\text{kN}\cdot\text{m}$</div> <div>기초면에서 수평력 $P = 217.12\text{kN}$</div> <div>기초지면에서 자중 $N'= 989.6\text{kN}$</div> <div>기초지름 $D_B= 5.50\text{m}$</div> <div>기초매립깊이 $h= 0.70\text{m}$</div> <div>$e = \frac{M'}{N'} = 1.51m$</div> <div>$\frac{e}{D_B} = 0.27$</div> <div>$\frac{h}{D_B} = 0.13$</div> <div>(1) 중력식</div> <div>마찰계수 $\mu= 0.7$ (본문 표(6-3))</div> <div>전도 $\frac{N' \cdot D_B}{2 \cdot M'} = 1.82 \geq 1.5 \text{ ok!}$</div> <div>미끄러짐 $\frac{\mu \cdot N'}{P} = 3.19 \geq 1.5 \text{ ok!}$</div> <div>지내력 $\frac{e}{D_B} = 0.27$</div> <div>부도-9에서 $\alpha= 4.0$</div> <div>$\sigma_e=4 \cdot \alpha \cdot N'/\pi D_B^2 = 166.61\text{kN/m}^2 \leq f_e= 2500\text{kN/m}^2$<div>ok!</div></div>																																								
4 단면산정	별지 ○양식-원형, ○양식-원형고리																																								
5 단면결정	<table><tr><td>단면위치</td><td>A</td><td>㉚</td><td>㉜</td></tr><tr><td>외 경(m)</td><td>1.00</td><td>1.00</td><td>3.00</td></tr><tr><td>벽 두께(m)</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr><tr><td>철근비 p(%)</td><td>0.79</td><td>0.79</td><td>0.52</td></tr><tr><td>종방향철근지름(m)</td><td>D22</td><td>D22</td><td>D25</td></tr><tr><td>“ 수량</td><td>16</td><td>16</td><td>72</td></tr><tr><td>“ 간격(mm)</td><td>157</td><td>157</td><td>122</td></tr><tr><td>횡방향철근지름(m)</td><td>D13</td><td>D13</td><td>D13</td></tr><tr><td>“ 수량</td><td>25</td><td>25</td><td>30</td></tr><tr><td>철근 피복 두께(mm)</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td></tr></table>	단면위치	A	㉚	㉜	외 경(m)	1.00	1.00	3.00	벽 두께(m)	-	-	-	철근비 p(%)	0.79	0.79	0.52	종방향철근지름(m)	D22	D22	D25	“ 수량	16	16	72	“ 간격(mm)	157	157	122	횡방향철근지름(m)	D13	D13	D13	“ 수량	25	25	30	철근 피복 두께(mm)	-	-	-
단면위치	A	㉚	㉜																																						
외 경(m)	1.00	1.00	3.00																																						
벽 두께(m)	-	-	-																																						
철근비 p(%)	0.79	0.79	0.52																																						
종방향철근지름(m)	D22	D22	D25																																						
“ 수량	16	16	72																																						
“ 간격(mm)	157	157	122																																						
횡방향철근지름(m)	D13	D13	D13																																						
“ 수량	25	25	30																																						
철근 피복 두께(mm)	-	-	-																																						

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 3 참조)

④ 단면도



원형단면 산정표 (별첨 4 참조)

6-3 방파제등대의 설계(원환단면)

① 설계조건

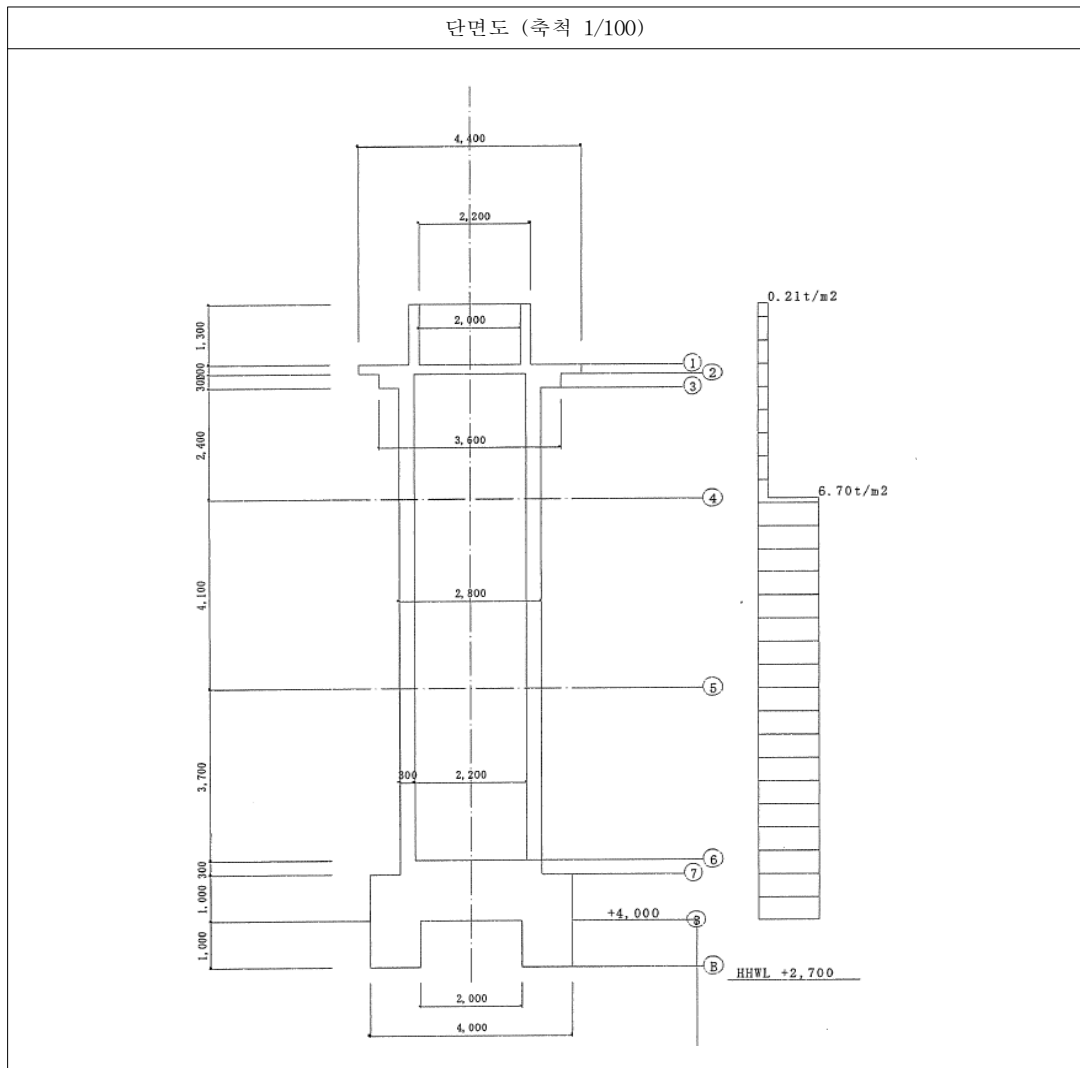
1. 방파제	<p>형식 ○ 직립제, ○ 혼성제, ○ 경사제 ○ 소파공을 가진 방파제</p> <p>구조 ○ 콘크리트, ○ 석축, ○ 이형블록, ○ 그 외</p>
2. 조 위	<p>난간 상단 높이 + 최고 상단 높이 + 4.00 H.H.W.L + 2.70 A.H.H.W + 1.70m M.S.L + 0.85m A.L.L.W + 0.00m C.D.L ± 0.00m</p>
3. 설계파고	<p>(1) 최대파고방향 SE m (2) 심해유의파 $H_{1/3} = 6.50\text{m}$ $T_{1/3} = 12.00\text{sec}$ $L_o = 1.56 \cdot T_{1/3}^2 = 225\text{m}$ (3) 회절에 의한 파의 감쇄 부도-2~7에서 회절계수 $K_d = 1.0$ (4) 현장심해유의파고 $H_{1/3}' = K_d \cdot H_{1/3} = 6.50\text{m}$ (5) 쇄파한계파고 H_b 쇄파수심(H.H.W.L에서) $hb = 30.70\text{m}$ 평균해저경사 $i = 1/10$ $\frac{hb}{L_o} = 0.136 = 0.136$ 부도-8에서 $\frac{Hb}{hb} = 0.78 = 0.78$ $Hb = 23.95\text{m}$ (6) 설계파고 $H_d = \min\{2.0H_{1/3} \cdot Hb\}$ $= \min\{13.00 \cdot 23.95\}$ $= 13.00\text{m}$</p>
4. 파압력	<p>(2)공식-2를 적용한다. $P_s = K_w 0.5 \cdot w_o \cdot H_d = 66.95\text{kN/m}^2$</p>
5. 파의 작용고	$\eta_d = 0.8 \cdot H_d = 10.4\text{m}$ (H.H.W.L에서)
6. 파의 타상력	<p>$P_u = C_w \cdot w_o(0.5 \cdot H_d + \eta_d - Z)\eta_d < Z < (\eta_d + 0.5 \cdot H_d)$ $P_{u \max} = C_u \cdot W_o \cdot 0.5 \cdot H_d$</p>
7. 풍압력	<p>$P_w = C_w \cdot q$ ○ 원주 $0.7 \times 2.2 = 1.54\text{kN/m}^2$ ○ 평면 $1.3 \times 2.2 = 2.86\text{kN/m}^2$</p>
8. 등탑 높이 (발판 상부까지)	<p>등탑높이 (H) 12.00m GL상단~파의 작용고(η_b) 9.10m $H - \eta_b \geq 2\text{m}$ ok!</p>

② 설계계산

1. 형상수치	별지(양식-파도) 참조																																								
2. 전단력 휨 모멘트	별지(양식-파도) 참조																																								
3. 기초 안정	<div>기초지면에서 모멘트 $M' = 9809.24\text{kN}\cdot\text{m}$</div> <div>기초면에서 수평력 $P = 1804.40\text{kN}$</div> <div>기초지면에서 자중 $N' = 1294.2\text{kN}$</div> <div>기초지름 $D_B = 4.00\text{m}$</div> <div>기초매립깊이 $h = 1.00\text{m}$</div> <div>$e = \frac{M'}{N'} = 7.58\text{m}$</div> <div>$\frac{e}{D_B} = 1.9$</div> <div>$\frac{h}{D_B} = 0.25$</div> <div>(1) 부착식</div> <div>$\frac{e}{D_B} = 1.9 \frac{h}{D_B} = 0.25$</div> <div>부도-11에서</div> <div>$\frac{\tau_s \cdot D_B^3}{M'} = 4.7$</div> <div>$\tau_s = 720.37\text{kN/m}^2 \leq \text{obe} \quad \text{ok!}$</div> <div>(허용부착응력도) 표(6-4)에서</div> <div>조건 : 콘크리트와 콘크리트(900kN/m^2)</div>																																								
4. 단면산정	별지 ○양식-원형, ○양식-원형고리 ○단형																																								
5. 단면결정	<table><tr><td>단면위치</td><td>⑤</td><td>⑥</td><td></td></tr><tr><td>외경(m)</td><td>2.80</td><td>2.80</td><td></td></tr><tr><td>벽 두께(m)</td><td>0.30</td><td>0.30</td><td></td></tr><tr><td>철근비 p(%)</td><td>0.42</td><td>1.14</td><td></td></tr><tr><td>종방향철근지름(m)</td><td>D19</td><td>D22</td><td></td></tr><tr><td>“ 수량</td><td>36</td><td>72</td><td></td></tr><tr><td>“ 간격(mm)</td><td>72</td><td>더블72</td><td></td></tr><tr><td>횡방향철근지름(m)</td><td>D13</td><td>D13</td><td></td></tr><tr><td>“ 수량</td><td>120</td><td>120</td><td></td></tr><tr><td>철근 피복 두께(mm)</td><td></td><td></td><td></td></tr></table>	단면위치	⑤	⑥		외경(m)	2.80	2.80		벽 두께(m)	0.30	0.30		철근비 p(%)	0.42	1.14		종방향철근지름(m)	D19	D22		“ 수량	36	72		“ 간격(mm)	72	더블72		횡방향철근지름(m)	D13	D13		“ 수량	120	120		철근 피복 두께(mm)			
단면위치	⑤	⑥																																							
외경(m)	2.80	2.80																																							
벽 두께(m)	0.30	0.30																																							
철근비 p(%)	0.42	1.14																																							
종방향철근지름(m)	D19	D22																																							
“ 수량	36	72																																							
“ 간격(mm)	72	더블72																																							
횡방향철근지름(m)	D13	D13																																							
“ 수량	120	120																																							
철근 피복 두께(mm)																																									

과력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표 (별첨 5 참조)

③ 단면도



원형단면 산정표 (별첨 6 참조)

6-4 등대, 등표(입표) 콘크리트 강도의 최소 특성치

등대 및 등표(입표) 설계 시 콘크리트 강도의 최소 특성치는 다음 값 이상이어야 하며, 배합조건 등 품질은 제3편 제3장 3-5 콘크리트의 품질 및 성능기준을 준용한다.

- ① 등대(방파제, 무인등대 포함)
 - 철근콘크리트 : 24 (240) {N/mm², (kgf/cm²)}
- ② 등표(입표)
 - 우물통(케이슨) 철근콘크리트 : 35 (350) {N/mm², (kgf/cm²)}
 - 속채움 콘크리트(무근) : 18 (180) {N/mm², (kgf/cm²)}

6-5 철재 등주의 구조물 안전성 계산

철재 등주의 구조물 안전성 계산은 다음의 구조계산 예를 참고하여 설치하고자 하는 등주의 규격과 재질에 따라 설계식을 변경하여야 한다.

① 원형 pole 10M(철재)

가. 설계조건

P : 풍하중(kg/m²)

(도로교표준시방서 참조)

ρ : 공기밀도(0.125kg.s²/m⁴)

V_d : 설계기준풍속(최대순간풍속 : 60m/s)

C_d : 항력계수(가로등주 풍력계수 : 0.7)

KSD 3600 참조 : 0.7

G : 거스트응답계수(순간풍속변동의 영향을 보정하는 계수:1.9)

(도로교표준시방서 참조)

콘크리트 단위중량 : 2.3(t/m³)

$$P = \frac{1}{2} \times \rho \times V_d^2 \times C_d \times G = \frac{1}{2} \times 0.125 \times 60^2 \times 0.7 \times 1.9 = 300(\text{kg/m}^2)$$

원형인 경우 1/2적용(도로교표준시방서 p 65 단면형상에 대한 보정)

$$\therefore P = 300/2 = 150(\text{kg/m}^2)$$

나. 단면설계

(가) Φ220→Φ110으로 변하므로 평균값 적용 : Φ165

$$\begin{aligned} w &= 0.165 \times 0.15 & M &= (w \ell^2) \div 6 \\ &= 0.0248 & &= (0.0248 \times 10^2) \div 6 \\ & & &= 0.413(\text{ton}) \end{aligned}$$

(나) 구조체 자중(V)

$$\text{기초의 자중} = \{(0.5 \times 0.5) + (0.8 \times 0.8)\} \times 1/2 \times 1.2 \times 2.3(\text{t/m}^3) = 1.23(\text{ton})$$

$$\text{가로등 자중} = 0.15(\text{ton})$$

$$\therefore \Sigma V = 1.23 + 0.15 = 1.38(\text{ton})$$

(다) 전도에 대한 검토

$$\text{편심거리 } E = \frac{M}{V} \Rightarrow \frac{0.413}{1.38} = 0.299 > \frac{B}{3} = 0.266$$

(※ B = 기초하부길이 0.8m)

∴ 전도에 대하여는 안정함

다. anchor bolt에 대한 구조계산

(가) 설계조건

규격 : Φ22×500L×4개

모멘트 : 158,400kg.cm

$$\text{단면적} : S = \pi D^2 / 4 = (3.14 \times 2.2^2) / 4 = 3.8(\text{cm}^2)$$

허용인장응력(σ_a) : 1400(kg/cm²)

기준항복면(σ_y) : 2400(kg/cm²)

허용전단응력(T_a) : 600(kg/cm²)

(나) 앵커볼트 응력검토

$$\begin{aligned} \circ \quad \circ \quad -- & & M &= 158,400(\text{kg.cm}) \\ \circ \quad \circ \quad -- & & & \end{aligned}$$

㉔ 앵커볼트 1개당 작용력(P)

$$P = R/N \quad R = M/d = 158,400/230 = 688(\text{kg})$$

$$\text{앵커볼트 한쪽 면 수} = \text{앵커볼트 수} (n) \div 2 = 4 \div 2 = 2\text{개}$$

$$\therefore P = 688 \div 2 = 344(\text{kg})$$

㉕ 앵커볼트 1개당 허용응력(Pa)

$$P_a = A \times \sigma_a = 3.8(\text{cm}^2) \times 1400(\text{kg}/\text{cm}^2) = 5,320(\text{kg})$$

$$\therefore P = 344(\text{kg}) < P_a = 5,320(\text{kg}) \text{ 로써 O.K}$$

㉖ 전단에 대한 검토

$$\tau = S/A \times N < T_a \text{를 만족}$$

$$S = \frac{0.0248 \times 10}{2} = 0.124 = 124(\text{kg})$$

(※ 0.0248 : 계수, 10 : 가로등 높이)

$$A = 3.8(\text{cm}^2)$$

$$\tau = \left\{ \frac{124}{(3.8 \times 4)} \right\} = 8.15(\text{kg}/\text{cm}^2) < \tau_a = 600(\text{kg}/\text{cm}^2) \text{ 로써 O.K}$$

㉗ 앵커볼트 장착길이 검토

$$\text{설계볼트 장착길이}(L) > \text{볼트 장착길이}(L_d)$$

$$L_d = (0.06 \times 3.8 \times 2400) / \sqrt{180} = 40.78(\text{cm})$$

$$\therefore L = 50(\text{cm}) > L_d = 40.8(\text{cm}) \text{ 로써 O.K}$$

(※ 0.06 : 계수, 180 : 콘크리트 강도)

6-6 방파제상 가공배전선로(가로등/방파제 표시용) 설계기준

방파제 위에 설치하는 항로표지용 가공배전선로는, 본 기준에 따라 설계하는 것을 표준으로 한다. 더욱이 지리적 특수조건 즉 기상, 해상상태 영향 등 국지적인 조건에 따라 본 기준을 적용하기 곤란한 경우, 이를 감안하여 적절한 설계를 행하도록 한다.

또한 석축(돌을 쌓아올림)방파제 등에 있어서도 본 기준을 적용하지만, 기둥을 세울 때 기초부 시공은 이들 각각의 특수성을 충분히 고려한 뒤 설계하여야 한다.

① 제1장 일반적인 설계기준

가. 시공표준

(가) 공법은 「전기설비 기술기준」에 적합 할 것

(나) 사용 재료는 전기용품안전관리법에 따라 안전인증이 끝난 것 또는 한국산업표준(KS)품 또는 이와 동등이상의 성능 및 강도를 가진 것일 것

(다) 설치되는 전주 간격은 40m를 표준으로 할 것

(라) 전주의 매립 깊이는 상단에서의 설계하중이 500kg 미만인 것은 0.6m, 501~700kg은 0.7m, 701kg 이상은 전주 본래 구경의 2배를 표준으로 할 것

(마) 지선 또는 지주에 따라, 전주 하중을 분담시키지(나누지) 말 것

(바) 전주의 설치위치는 방파제 이음부 등에 있어서 가로, 세로 모두 각 바깥쪽 끝단에서 전주 기초 천공 바깥 가장자리까지 0.7m 이상 안쪽으로 붙일 것, 또한 파도가 파제제(波除堤 항내에 축조된 방파용 구조물)가 있는 제방의 경우는 파제제를 항내 쪽 기초기준으로 할 것

(사) 30도 이상 각도를 갖는 전주인 경우는, 2단 완철(腕鐵, 전선등을지지하기 위하여 전주의 상부가끼이에 직각으로 붙어있는 앵글 스틸)로 하고, 각각의 전기선로에 대해서 직각방향에 완철을 붙일 것

(아) 전선 접속은 단선(jumper)부에서 하고, 장력이 걸리는 부분에는 접속점을 설치하지 말 것

(자) 해상을 횡단하는 선로인 경우, 선박 통항에 지장 또는 피해를 주지 않도록 가설높이 등에 대해서 충분히 유의할 것

나. 사용 부재의 표준

(가) 지지물

전력용 PC ball로 하고, 길이 7m, 끝 구경 19cm, 상부설계하중 500kg(7-19-500) 이상으로 할 것

(나) 전선

부하전류	전선
최대부하전류 3A 미만	OW 3.2φ
최대부하전류 3A 이상 6A 미만	OW 4.0φ
최대부하전류 6A 이상	OW 5.0φ

단, 가) 선로전압강하(Ee)가 6% 이상이 되는 경우는, 전선의 직경 증가 또는 승압 조치할 것
선로 전압강하 $E_e = I \cdot R \cdot \cos\theta$ [V]

I : 최대부하전류 [A]

R : 전선저항(2선분) [Ω]

$\cos\theta$: 부하의 역률

나) 횡단하는 송전선로가 파도의 영향을 받을 우려가 있는 경우는, OW 4.0φ 이상으로 할 것

다) 송전선로에 얼음이나 눈이 붙을 우려가 있는 경우는 이에 대한 대책을 검토하여야 한다.

(다) 장주재(전주와 함께 설치되는 부속물)의 표준

중간 기둥 1개당 장주재 등의 표준 규격 및 수량은 다음과 같다.

품 명	규 격	단 위	수 량	내 용
애자	저압 앵커	개	4	
애자	저압핀(中)	개	1	각도기 등은 외측 점퍼선에 한함
가벼운 완철	L=1,500	본	1	아연도금
스트랩	3t×38×280	본	8	아연도금
볼트·너트	16φ×1220	조	6	아연도금(스트랩, 애자취부용)
armtieless 밴드	75×75	개	1	아연도금
번호패	합성수지제, 문자넣기	매	1	부착 밴드 2개 붙임 (SUS304)
바인드선	1.6φ 비닐피복도선	m	1.8	단말애자 1개당
바인드선	1.6φ 비닐피복도선	m	1.1	핀애자 1개당

② 제2장 지지물의 하중계산

전주규격은 아래와 같이 하중계산하여 선정할 것

단, 예산에 맞게 전주 매립깊이 0.6m, 가설선 설치위치는 전주 상단으로부터 0.25m 아래로 산출 할 것
또한, OW 5.0φ의 가선의 경우 전주 상단부의 최저 설계하중은 600kg, 또는 OW 22.0sq 경우 700kg일 것

[전주에 사용하는 하중]

풍압력

- 전선 및 장주재에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트
- 전주 자체에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

- 파압력
- 전선 장력에 의한 수평 횡분력

가. 풍압력

풍압력은 배전선로 방향에 대해서 직각방향에 가해지는 것으로서 다음의 하중을 고려한다.

(가) 전선 및 장주재에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

[공식 1]

$$M_T = P_x \cdot H_g$$

M_T : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

P_x : 전선 및 장주재에 가해지는 하중 (ton)

OW3.2φ ~ 0.09	OW5.0φ ~ 0.14
OW4.0φ ~ 0.12	OW22sq ~ 0.16

H_g : 가선고 (m)

즉, 가공지선 등을 부설하는 경우는 본 요령에 의해 풍압력을 산출하여 가산할 것

(나) 전주 자체에 가해지는 하중에 의한 휨모멘트

[공식 2]

$$M_P = 0.18 \cdot S_P \cdot (Z_{SP} + H_C)$$

M_P : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

S_P : 전주의 풍압력 작용 면적 (m²)

Z_{SP} : S_P 에 대한 중심높이 (m)

H_C : 전주에 대한 파의 작용고 (m)

나. 파압력

파압력은 다음의 식에 의해 계산한다.

[공식 3-1]

$$M_S = 0.5 \cdot W_O \cdot H_d \cdot S_W \cdot Z_{SW}$$

M_S : 전주설치지역의 휨모멘트 (t-m)

W_O : 해수의 단위체적중량 (1.03) (t/m³)

H_d : 설계파고 (m)

S_W : 전주의 파압력 작용면적 (m²)

Z_{SW} : S_W 에 대한 무게중심높이

단, 전주가 심해파에 의한 파압을 직접 받지 않는 경우에는 당분간 다음 식에 의한 산출을 수행한다.

[공식3-2]

$$M_S = 0.25 \cdot W_O \cdot H_d \cdot S_W \cdot Z_{SW}$$

참고 : H_d 의 결정

$$H_d = H_{\max} = \min\{2H_{1/3}, H_b\}$$

$$\eta_C = 0.8H_d$$

$H_{1/3}$: 현지 심해파 유의파고 (m)

H_b : 쇄파한계파고 (m)

η_C : H.H.W.L.에서의 파의 작용고 (m)

다. 전선장력에 의한 수평 횡분력

본 하중은 전선선로 방향이 15도 이상 굴절, 각도 기둥이 되기 위한 수평 횡분력이 생기는 경우에 더해지는 하중이다.

또한, 파압력 및 풍압력은 항상 횡분력의 합성벡터 방향으로 중첩되는 것으로 한다.

[공식 4-1]

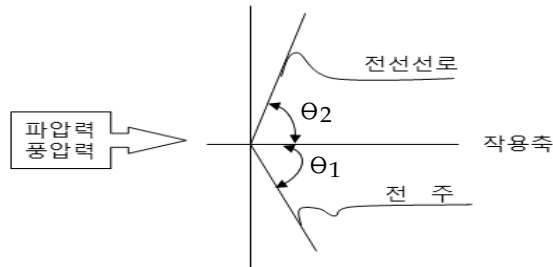
$$P_W = \{P_1^2 + P_2^2 + 2P_1 \cdot P_2 \cdot \cos(\Theta_1 + \Theta_2)\}^{1/2}$$

P_W : 가선선의 높이에 생기는 수평 횡분력 (ton)

Θ_1, Θ_2 : 우측 그림에 의한 전선선로 각도

P_1, P_2 : 2선식의 전선 장력 (ton)

OW3.2φ	~ 0.3
OW4.0φ	~ 0.4
OW5.0φ	~ 0.6
OW22sq	~ 0.4



즉, $\Theta_1 + \Theta_2 = \Theta$, $P_1 = P_2 = T$ 로 한 경우

$$P_W = 2T \cdot \cos(\Theta/2)$$

[공식 4-2]

$$M_W = P_W \cdot H_g$$

M_W : 전주설치지대의 휨모멘트 (t-m)

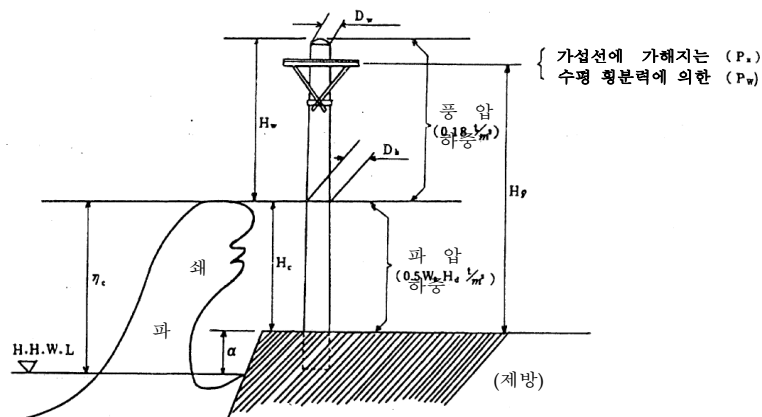
H_g : 가선고 (m)

라. 사용 전주의 결정

$M_T + M_P + M_S + M_W^{[t-m]} \leq$ 전주의 설계 설치지대 휨모멘트^[t-m] 이다.

설계 설치지대 휨모멘트는 사용예정 전주 모멘트 그림을 참조

마. 하중분포도



③ 3장 기초콘크리트에 의한 전주강도의 보강

앞장의 검토에 있어서 기초둘레 부근에서 전주의 허용 휨모멘트가 부족한 경우는, 다음 기초 철근콘크리트에 의해 보강을 고려해서, 합리적으로 설계를 하여야 한다.

가. 기초콘크리트의 설계기준

(가) 철근은 콘크리트 원형고리 중심에 균등간격으로 배근한다.

(나) 원형고리의 두께(t)는 150mm 이상으로 한다.

(다) 축방향 철근(SR-24)는 13mm 이상, 횡방향 철근(SR-24)은 9mm 이상

(라) 축방향 철근비는 중심축(x) > 피복두께(t) 를 만족시킬 것

(마) 횡방향 철근비는 대략 0.3%로 한다.

(바) 기초콘 높이는 대략 작용합성휨모멘트와 전주 허용휨모멘트와균형을 이루는 높이의 1.2배로 한다.(외력과 전주의 허용력이 일치하게 되는 높이의 1.2배로 한다는 의미, 안전율 개념)

나. 계산식

$$A_o = \pi \cdot D \cdot t$$

A_o : 콘크리트 단면적 (cm^2)

D : 배근직경 (cm)

t : 원형고리의 피복두께 (cm)

$$A_s = 1/4 \cdot \pi \cdot D_s^2 \cdot N$$

A_s : 철근 단면적 (cm^2)

D_s : 철근직경 (cm)

N : 축방향 철근량 (본)

$$P = A_s/A_o \cdot 100$$

P : 철근비 (%)

중심축(x) 검토

$$x = Y \cdot (1 - \cos \alpha) + t/2 > t \text{ 를 만족할 것}$$

Y : 배근반경 (cm)

α : 중립축각 (도) 별표에서 구한다.

$$I_i = (\sin^3 \alpha / \cos \alpha) \cdot t \cdot Y^3$$

I_i : 단면2차모멘트 (cm^4)

이상에 따라 σ_c (콘크리트의 휨 압축응력)에 관한 허용휨모멘트 M_C

$$M_C = 90 \cdot I_i / (Y_0 - Y \cdot \cos \alpha) \text{ (kg-cm)}$$

Y_0 : 기초콘 반경 (cm)

σ_s (철근의 인장응력) 에 관한 허용휨모멘트 M_S

$$M_S = 2100 \cdot I_i / \{n \cdot (1 + \cos \alpha) \cdot Y\} \text{ (kg-cm)}$$

n : 철근/콘크리트의 탄성계수비는 15로 한다.

기초콘크리트에 의한 허용휨모멘트 M_R

$$M_R = \min\{M_C \cdot M_S\} [1^{(t-m)} = 10^{5(\text{kg-cm})}]$$

다. 참고도

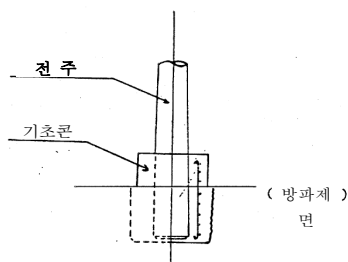


Fig. 1 기초콘 그림

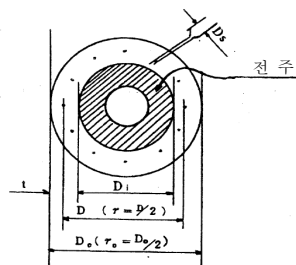


Fig. 2 기초콘 단면도

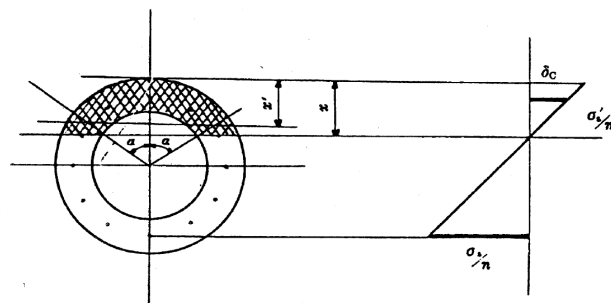


Fig. 3 중심축도

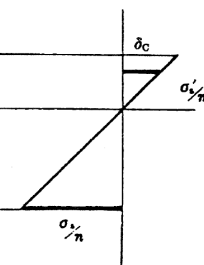


Fig. 4 응력 분포도

(참고자료)

1. 콘크리트 전주가 받는 압력 면적·무게중심 높이 일람표

[산출식]

압력을 받는 면적 $S = (a+b)/2 \cdot h \text{ (m}^2\text{)}$

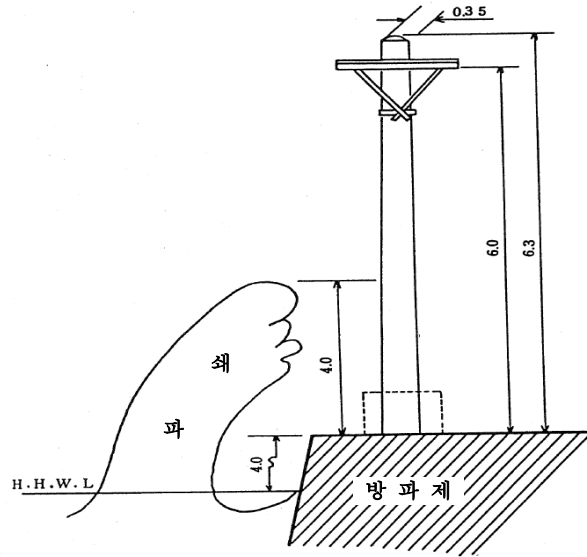
a : 전주 상부 둘레 (m)

b : 전주 하부 둘레 (m)

h : 압력을 받는 높이 (m)

중심높이 $HZ = \frac{h}{3} \times \frac{2a+b}{a+b} \text{ (m)}$

2. 각 작용압력에 의한 휨모멘트 그림(예)



(별 표)

가운데가 빈 원형고리 단면에서 P와 α 와의 관계

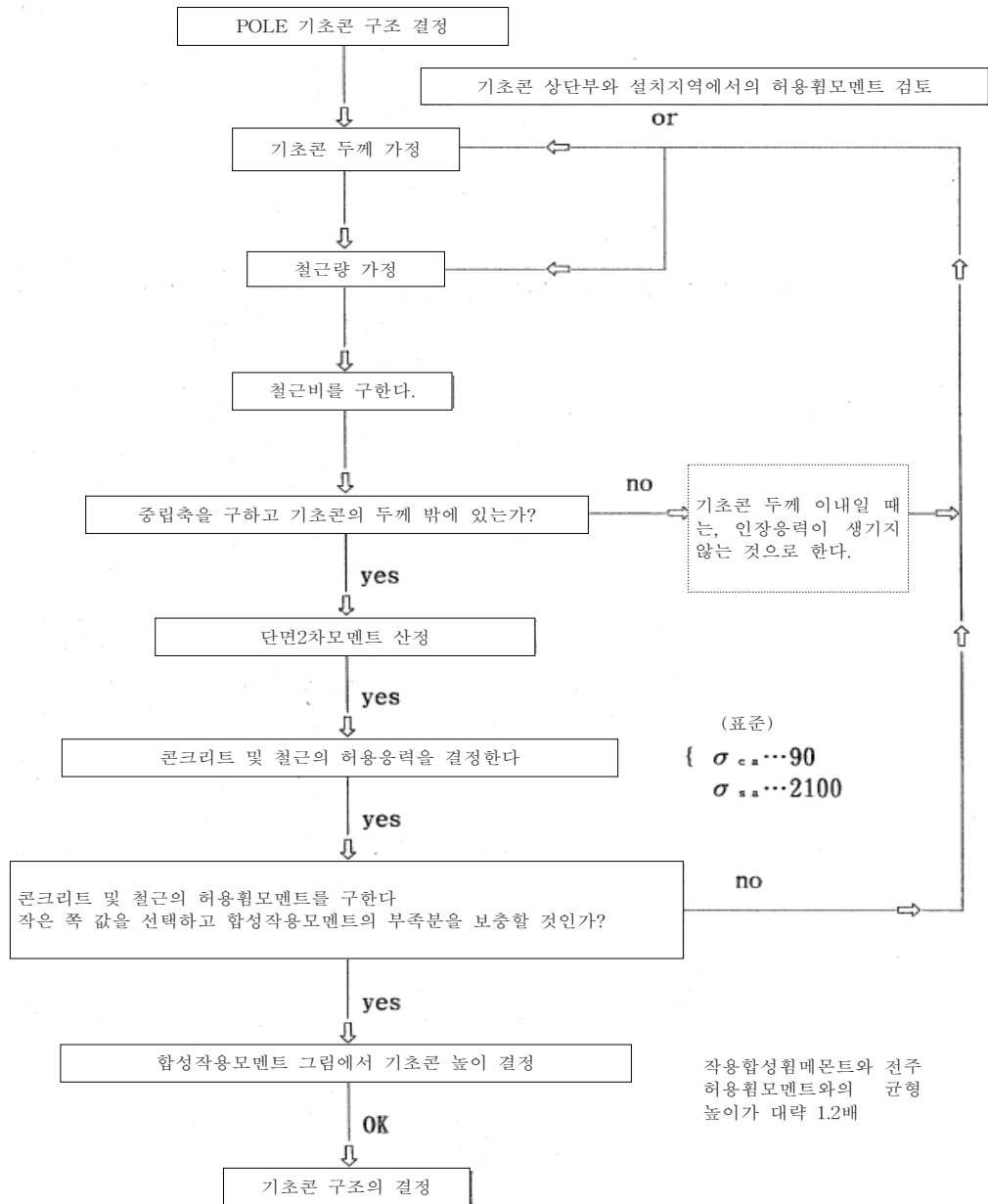
(n=15)

도	α 라디안	P	도	α 라디안	P	도	α 라디안	P
40	0.69813	0.00299	54	0.94248	0.00921	68	1.18682	0.02734
41	0.71559	0.00326	55	0.95994	0.00994	69	1.20428	0.02973
42	0.73304	0.00355	56	0.97738	0.01072	70	1.22173	0.03238
43	0.75049	0.00386	57	0.99484	0.01157	71	1.23918	0.03533
44	0.76795	0.00420	58	1.01299	0.01248	72	1.25664	0.03864
45	0.78540	0.00455	59	1.02974	0.01349	73	1.27409	0.04237
46	0.80285	0.00494	60	1.0472	0.01453	74	1.29154	0.04660
47	0.82031	0.00535	61	1.06465	0.01569	75	1.30900	0.05142
48	0.83776	0.00579	62	1.08210	0.01695	76	1.32645	0.05696
49	0.85521	0.00626	63	1.09956	0.01831	77	1.34390	0.06340
50	0.87267	0.00677	64	1.11701	0.01980	78	1.36136	0.07095
51	0.89012	0.00732	65	1.13446	0.02143	79	1.37881	0.07991
52	0.90757	0.00790	66	1.15192	0.02322	80	1.39626	0.09072
53	0.92502	0.00853	67	1.16937	0.02518			

($\tan \alpha - \alpha = \pi \cdot n \cdot P$ 에서)

※ 콘크리트 전주가 받는 압력 면적(상단[m²]·무게중심 높이(하단[m]) 일람표 (별첨 7 참조)

3. 기초콘에 의한 전주 강도를 보강하기 위한 설계 순서



(별첨 1)

지진력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표

T=0.22	Co=0.2
Tc=0.6	I = 1
Rt=1.0	G= 1
Z=1.0	

$$A_i = \left(1 + \frac{1}{\sqrt{a_i}} - a_i\right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$C_i = Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot I \cdot G$$

단면 위치	① 구간 거리 (m) ℓ	② 구간 자중 W_1 (kN)	③ 자중 ΣW (kN)	④ a_i $\textcircled{3} \div W$	A_i	C_i	⑤ 구간 전단력 Q_n (kN) $C_i \times \textcircled{2}$	⑥ 전단력 ΣQ_n (kN) $\textcircled{6}_{-1} + \textcircled{5}$	⑦ 구간중심높이 gm(m)	⑧ 구간휨 모멘트 M(kN·m) $\textcircled{7} \times \textcircled{5}$	⑨ $\textcircled{1} \times \textcircled{6}_{-1}$	⑩ 휨모멘트 ΣM_n $\textcircled{10}_{-1} + \textcircled{8} + \textcircled{9}$
등롱		2.0	2.0	0.003	5.839	1.168	2.34	2.34	0.50	1.17		1.17
①	0.20	60.4	62.4	0.091	1.855	0.371	22.41	24.75	0.10	2.24	0.47	3.88
②	0.30	4.9	67.3	0.098	1.821	0.364	1.78	26.53	0.15	0.27	7.43	11.58
③	3.20	106	173	0.253	1.460	0.292	30.95	57.48	1.60	49.52	84.90	146
④	0.20	218	391	0.572	1.199	0.240	52.32	109.80	0.10	5.23	11.50	162.73
⑤	3.20	106	497	0.727	1.118	0.224	23.74	133.54	1.60	37.98	351.36	552.07
⑥	0.20	21.8	519	0.759	1.103	0.221	4.82	138.36	0.10	0.48	26.71	579.26
⑦	3.20	106	625	0.914	1.035	0.207	21.94	160.30	1.60	35.10	442.75	1057.11
⑧	0.50	59.0	^w 684	1.000	1.000	0.200	11.80	172.10	0.25	2.95	80.15	1140.21
높이 $h_{11.0}$												
A'	1.00	42.5	727		1.000		0.00	172.10	0.50	0	172.10	1312.31
B'	0.60	342	1069		1.000		0.00	172.10	0.30	0	103.26	1415.57

*는 기초 슬래브가 결정된 후 계산한다.

(별첨 2)

1차 설계

원환단면 산정표

양식 원환(원형고리)

철근의 허용인장응력도 (단기) $\sigma_{sa} = 294 \text{ N/mm}^2$
 콘크리트의 허용압축응력도 (단기) $\sigma_{ca} = 16 \text{ N/mm}^2$

δs_o 는 1000배해서
 위치를 kN/m^2 으로 변환

$P' \geq$ 구조항목에서 정한 최소값

$$e = \Sigma Mn / \Sigma Nn$$

부도-16

$$As = 10000 \pi D mtp'$$

$$n = As / as$$

단면위치	벽두께 중심간 차격 Dn (m)	벽 두께 t (m)	자중 W (kN)	휨 모멘트 ΣMn (kN-m)	$\frac{t}{Dm}$	$Dm^2 \cdot t \cdot \sigma_{sa}$ ΣMn	철근비 p (%)	철근비 P (%)	철근단면적 A_F (mm ²)	사용철근 지름 (mm)	1개당 단면적 as (mm ²)	필요철근 수 n
A	2.10	0.25	727	1312.31	0.86	2,470	0.1	0.3	4948	D	198.6	25
③	2.20	0.20	173	146.00	0.38	19,493	0	0.3	4147	D	198.6	21
⑤	2.20	0.20	497	1057.11	0.97	2,692	0.1	0.3	4147	D	198.6	21
⑦	2.20	0.20	625	1057.11	0.77	2,692	0.1	0.3	4147	D	198.6	21

$$n' = 2(\ell s / d_d)$$

부도-16

설계철근 수량 n'	모든 철근 단면적 (mm ²)	설계철근비 (%)	$Dm^2 \cdot t \cdot \sigma_{sa}$ ΣMn	$\frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	철근의 인장 응력도 (kN/m ²)	콘크리트 압축응력도 (kN/m ²)	판정
32	6355	0.39	130	0.024	154740	3714	ok!
32	6355	0.46	80	0.038	12066	459	ok!
32	6355	0.46	115	0.025	125586	3140	ok!

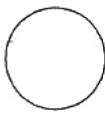
2차 설계

I 충전변형을

벽체 분담률

직경 2400 mm

벽두께 200 mm



면적 (A_0)	벽 두께	분담률 (D)
$1E+06 \text{ mm}^2$	200 mm	1
총벽면적 (A_0)	$1E+06 \text{ mm}^2$	

표준전단력계수 (C_0) 0.2 확인

$$K = \left(\frac{I}{C} \right) \rightarrow \delta = \frac{Q_{ad}}{D} \cdot \frac{h^2}{12EK} \rightarrow \theta = \frac{\delta}{h} \rightarrow \theta \leq \frac{1}{200}$$

단면 위치	수평력 $Q_{ad} (kN)$	충고 탄성정수 $h (mm)$	단면2차 모멘트 I	부재길이 l	강도	$\frac{h^2}{12EK}$	X	Y	θ	판정
⑦	160.30	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	ΣD 1.00	ΣD 1.00	δ 0.024764	ok!
⑤	133.54	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.02063	1.00	ok!
③	57.48	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.00888	1.00	ok!

보유수평내력시 확인

단면 위치	수평력 $Q_{ad} (kN)$	충고 탄성정수 $h (mm)$	단면2차 모멘트 I	부재길이 l	강도	$\frac{h^2}{12EK}$	X	Y	θ	판정
⑦	440.57	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	ΣD 1.00	ΣD 1.00	δ 0.068062	ok!
⑤	367.01	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.056698	1.00	ok!
③	158.07	3200	21 8.417E+11	3200	2.6E+08	0.0001545	1.00	0.02442	1.00	ok!

II 강성률

방향	충고변형각의역수 r_s	각층의충고변형각의역수 r_i	강성률 R_s	판정 $R_s \geq \frac{6}{10}$
X	3 360361	214898	1.68	ok!
	2 155114		0.73	ok!
	1 129220		0.61	ok!
Y	3 360361	214898	1.68	ok!
	2 155114		0.73	ok!
	1 129220		0.61	ok!

III 편심률

층	중심위치 $g_s (mm)$	강성위치 $G_s (mm)$	편심거리 $e = g_s - G_s (mm)$	비틀림강성 K_R	탄력반경 $r_e (mm)$	편심률 $R_e = \frac{e}{r_e}$	판정 $R_e \leq 0.15$
3	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!
2	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!
1	1200	1200	0	1440000	1200	0.00	ok!

IV 보유수평내력

층	I	Z	W	A_i	$Q_n = 0.75IZWA_i$	$25A_n + 7A_c$	판정
3	1.0	1.0	173300	1.460	189764	34557520	ok!
2	1.0	1.0	497300	1.118	416987	34557520	ok!
1	1.0	1.0	625100	1.035	485234	34557520	ok!

(별첨 3)

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표

단면 위치	① 구간거리 ℓ (m)	② 압력받는 폭 (m)	③ 휨 하중 (kN/m ²)	④ 압력받는 면적 (m ²) ①×②	⑤ 작용중심 (m)	⑥ 구간자중 Nn (kN)	자중 ΣNn (kN)	⑦ 구간전단력 Qn (kN) ③×④	⑧ 전단력 ΣQn (kN) ⑧-1+⑦	⑨ 구간 휨 모멘트 Mn (kN-m) ⑤×⑦	⑩ $\ell \cdot \Sigma Qn-1$ ①×⑧-1	⑪ 휨 모멘트 ΣMn ⑪-1+⑨+⑩
(1)	동공						5.0					
(2)	0.20	2.80	1.54	0.56	0.10	29.4	34.4	0.86	0.86	0.09		0.09
(3)	1.80	2.20	1.54	3.96	0.90	54.4	88.8	6.1	6.96	5.49	1.55	7.13
(4)	0.50	2.20 1.00	1.54	0.80	0.28	19.3	108.1	1.23	8.19	0.34	3.48	10.95
(5)	1.60	1.00	1.54	1.6	0.80	30.1	138.2	2.46	10.65	1.97	13.10	26.02
(6)	2.20	1.00	53.35 16.01	2.2	1.10	23.7	161.9	76.3	86.95	83.93	23.43	133.38
(7)	1.70	1.00	16.01 10.67	1.7	0.85	18.3	180.2	22.68	109.63	19.28	147.82	300.48
(8)	0.50	1.00	10.67 9.60	0.5	1.10	5.4	185.6	5.07	114.70	1.27	54.82	356.57
(9)	5.00	1.80 3.00	9.60 7.47	12.00	0.85	316	501.6	102.42	217.12	235.57	573.50	1165.64
(10)	1.50	-	-	-	-	488	989.6		217.12		325.68	1491.32

원형-D
원환-Dn+t } 중 하나
단형-B-
풍압-Pw } 중 하나
파압-P

(별 첨 4)

양 식 원 형

원형 단면 산정표

철근의 허용인장응력도
콘크리트의 허용압축응력도

$\sigma_{sa} = 294 \text{ N/mm}^2$ (SD295) (단기하중)
 $\sigma_{ca} = 16 \text{ N/mm}^2$ (단기하중)

σ_{sa} 는 좌측 수치를 1000배 해서 단위를 kN/m^2 로 고침
 $p' \geq$ 구조항목에서 정해진 최소값

부도-14(A)
부도-14(B)
부도-14(C)

$As = 2500\pi D^2 p'$

$$e = \frac{\sum Mn}{\sum Nn}$$

단면위치	직경 (mm)	자중 $\sum Nn$ (kN)	휨 모멘트 (kN-m)	$\frac{e}{D}$	$\frac{D^3 \cdot \sigma_{sa}}{\sum Mn}$	철근비 (%)	철근비 (%)	철근단면적 (mm^2)
⑤	1.00	138.2	26.02	0.19	11299	0	0.5	3927
⑧	1.00	185.6	356.57	1.92	825	0.45	0.5	3927
⑨	3.00	501.6	1165.64	0.77	6810	0	0.5	35343

$$p^d = As^n / 2500\pi D^2$$

부도-14(A)
부도-14(B)
부도-14(C)

사용철근지름 (mm)	1개당 단면적 (mm^2)	필요철근개수 $n = \frac{As}{as}$	실계철근개수 n'	모든 철근 단면적 $As' = n' as$ (mm^2)	설계철근비 (%)	$\frac{D^3 \sigma_s}{\sum Ms}$	$\frac{\sigma_c}{\sigma_s}$	철근의 인장 응력도 σ_c (kN/m^2)	콘크리트 압축응력도 σ_s (kN/m^2)	판정
D 22	387	11	11	6194	0.79	0	0	0	0	ok!
D 22	387	11	11	6194	0.79	490	0.033	174719	5766	ok!
D 22	507	70	70	36482	0.52	500	0.038	21586	820	ok!

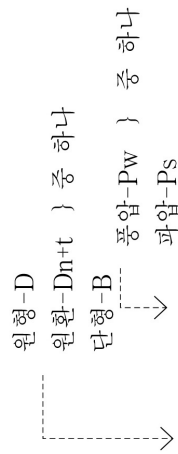
$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

- 표에서 σ_{sa} 는 kN/m^2 단위로 사용하기 때문에, 상기 값을 1000배 한다.
- 그림에서 구한 p' 의 값이 구조항목에서 결정된 최소값보다 작은 경우 p' 로 하고 0.5를 취한다.
- 직경 $D \geq 1.0\text{m}$ 이하를 $\tau_s = 0.8\tau$ 로 계산한다.

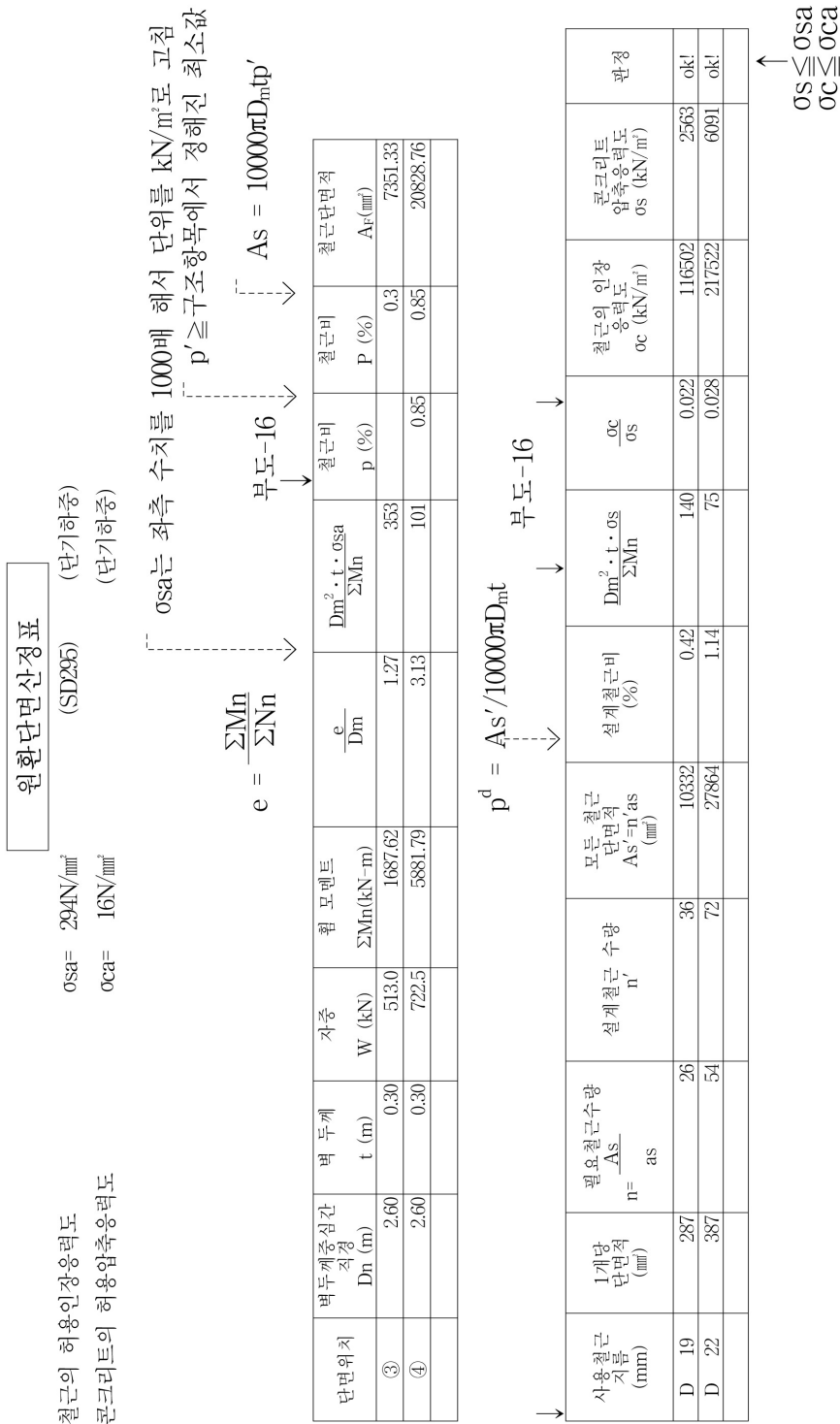
(별첨 5)

파력, 풍력에 의한 전단력, 휨 모멘트 산정표



단면 위치	① 구간거리 ℓ (m)	② 압력받는 폭 (m)	③ 휨 하중 (kN/m ²)	④ 압력받는 면적 (m ²) ①×②	⑤ 작용중심 (m)	⑥ 구간자중 Nn (kN)	자중 ΣNn (kN)	⑦ 구간전단력 Qn (kN) ③×④	⑧ 전단력 ΣQn (kN) ⑧-1+⑦	⑨ 구간 휨 모멘트 Mn (kN-m) ⑤×⑦	⑩ $\ell \cdot \Sigma Qn-1$ ①×⑧-1	⑪ 휨 모멘트 ΣMn ①-1+⑨+⑩
(1)	1.30	2.40	1.54	3.12	0.65	43.10	43.10	4.80	4.80	3.12		3.12
(2)	0.20	4.40	1.54	0.88	0.10	72.9	116.0	1.36	6.16	0.14	0.96	4.22
(3)	0.30	3.60	1.54	1.08	0.15	28.9	144.9	1.66	7.82	0.25	1.85	6.32
(4)	2.40	2.80	1.54	6.72	1.20	135.9	280.8	10.35	18.17	12.42	18.77	37.51
(5)	4.10	2.80	66.95	11.48	2.05	232.2	513.0	768.59	786.76	1575.61	74.50	1687.62
(6)	3.70	2.80	66.95	10.36	1.85	209.5	722.5	633.60	1480.36	1283.16	2911.01	5881.79
(7)	0.30	2.80	66.95	0.84	0.15	44.3	766.8	56.24	1536.60	8.44	444.11	6334.34
(8)	1.00	4.00	66.95	4.00	0.50	301.4	1068.2	267.80	1804.40	133.9	1536.60	8004.84
B	1.00	4.00				226.0	1294.2		1804.40		1804.40	9809.24

(별첨 6)



(별첨 7)

콘크리트 전주가 받는 압력 면적(상단[m²])·무계 중심 높이(하단[m]) 일람표

경사비 1/75

$Hc \cdot Hw$		압력을 받는 높이 Hc 또는 Hw [m]																											
$Dw \cdot Dh$		0.50	0.80	1.00	1.20	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00
전 주 상 단 치 경 Dw 또는 Dh [m]	0.19	0.10	0.16	0.20	0.24	0.28	0.32	0.36	0.41	0.45	0.49	0.54	0.58	0.63	0.68	0.72	0.77	0.82	0.87	0.92	0.97	1.01	1.07	1.12	1.17	1.22	1.27	1.33	1.38
	0.20	0.10	0.16	0.21	0.25	0.29	0.34	0.38	0.43	0.47	0.52	0.57	0.61	0.66	0.71	0.76	0.81	0.86	0.91	0.96	1.01	1.06	1.11	1.17	1.23	1.27	1.33	1.38	1.44
	0.20	0.25	0.40	0.50	0.60	0.69	0.79	0.88	0.98	1.08	1.17	1.27	1.36	1.45	1.55	1.64	1.74	1.83	1.92	2.01	2.11	2.20	2.29	2.38	2.47	2.56	2.65	2.74	2.83
	0.21	0.11	0.17	0.22	0.26	0.31	0.35	0.40	0.45	0.49	0.54	0.59	0.64	0.69	0.74	0.79	0.84	0.90	0.95	1.00	1.05	1.11	1.15	1.22	1.27	1.33	1.39	1.44	1.50
	0.22	0.11	0.18	0.23	0.27	0.32	0.37	0.42	0.47	0.52	0.57	0.62	0.67	0.72	0.77	0.83	0.88	0.93	0.99	1.04	1.10	1.15	1.21	1.27	1.32	1.38	1.44	1.50	1.56
	0.23	0.12	0.19	0.24	0.29	0.34	0.39	0.44	0.49	0.54	0.57	0.64	0.70	0.75	0.81	0.86	0.91	0.97	1.03	1.09	1.14	1.19	1.23	1.32	1.38	1.44	1.50	1.56	1.62
	0.24	0.12	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.51	0.56	0.61	0.67	0.72	0.78	0.84	0.89	0.95	1.01	1.07	1.13	1.19	1.24	1.31	1.37	1.43	1.49	1.55	1.62	1.68
	0.25	0.13	0.20	0.26	0.31	0.36	0.42	0.47	0.53	0.58	0.64	0.70	0.75	0.81	0.87	0.93	0.99	1.05	1.11	1.17	1.23	1.29	1.35	1.42	1.48	1.54	1.61	1.67	1.74
	0.25	0.25	0.40	0.50	0.59	0.69	0.79	0.89	0.98	1.08	1.18	1.27	1.37	1.46	1.56	1.65	1.75	1.84	1.94	2.03	2.13	2.22	2.31	2.40	2.50	2.59	2.68	2.77	2.86
	0.26	0.13	0.20	0.27	0.32	0.38	0.43	0.49	0.55	0.60	0.66	0.72	0.78	0.84	0.90	0.96	1.02	1.09	1.15	1.21	1.27	1.34	1.40	1.47	1.53	1.60	1.67	1.73	1.80
	0.27	0.14	0.20	0.28	0.33	0.39	0.45	0.51	0.57	0.63	0.69	0.75	0.81	0.87	0.93	1.00	1.06	1.12	1.19	1.25	1.32	1.39	1.45	1.52	1.58	1.65	1.72	1.79	1.86
0.28	0.14	0.23	0.29	0.35	0.41	0.46	0.53	0.59	0.65	0.71	0.77	0.84	0.90	0.97	1.03	1.09	1.16	1.23	1.29	1.36	1.43	1.50	1.57	1.64	1.71	1.78	1.85	1.92	
0.29	0.15	0.24	0.30	0.36	0.42	0.48	0.54	0.61	0.67	0.73	0.80	0.86	0.93	1.00	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.41	1.47	1.55	1.62	1.69	1.76	1.83	1.91	1.98	
Dw 또는 Dh [m]	0.15	0.24	0.31	0.37	0.43	0.50	0.56	0.63	0.69	0.76	0.83	0.89	0.96	1.03	1.10	1.17	1.24	1.31	1.38	1.45	1.52	1.59	1.67	1.74	1.81	1.89	1.96	2.04	
	0.30	0.25	0.40	0.50	0.60	0.69	0.79	0.89	1.00	1.08	1.18	1.28	1.37	1.47	1.15	1.66	1.76	1.85	1.95	2.03	2.13	2.23	2.32	2.42	2.51	2.60	2.70	2.79	2.88
	0.31	0.16	0.25	0.32	0.38	0.45	0.51	0.58	0.65	0.71	0.78	0.85	0.92	0.99	1.06	1.13	1.20	1.28	1.35	1.42	1.49	1.57	1.64	1.72	1.79	1.87	1.95	2.02	2.10
	0.32	0.16	0.26	0.33	0.39	0.46	0.53	0.60	0.67	0.73	0.81	0.88	0.95	1.02	1.09	1.17	1.24	1.31	1.39	1.46	1.54	1.61	1.69	1.77	1.84	1.92	2.00	2.08	2.16
	0.33	0.17	0.27	0.34	0.41	0.48	0.55	0.62	0.69	0.76	0.83	0.90	0.98	1.05	1.13	1.20	1.27	1.35	1.43	1.50	1.58	1.66	1.74	1.82	1.90	1.98	2.05	2.12	2.22
	0.34	0.17	0.28	0.35	0.42	0.49	0.56	0.63	0.71	0.78	0.85	0.93	1.00	1.08	1.16	1.23	1.31	1.39	1.47	1.55	1.63	1.70	1.79	1.87	1.95	2.03	2.11	2.20	2.28
	0.35	0.18	0.28	0.36	0.43	0.50	0.58	0.65	0.73	0.80	0.88	0.96	1.03	1.11	1.19	1.27	1.35	1.43	1.51	1.59	1.67	1.75	1.83	1.92	2.00	2.08	2.17	2.25	2.34
	0.35	0.25	0.40	0.50	0.60	0.69	0.79	0.89	1.00	1.09	1.18	1.28	1.38	1.50	1.57	1.67	1.76	1.86	1.95	2.05	2.14	2.24	2.33	2.43	2.52	2.62	2.71	2.80	2.90
0.36	0.18	0.29	0.37	0.44	0.51	0.59	0.67	0.75	0.82	0.90	0.98	1.06	1.14	1.22	1.30	1.36	1.47	1.55	1.63	1.71	1.80	1.88	1.97	2.05	2.14	2.23	2.31	2.40	
0.37	0.19	0.30	0.38	0.45	0.53	0.61	0.69	0.77	0.85	0.93	1.01	1.09	1.17	1.25	1.34	1.42	1.50	1.59	1.67	1.76	1.84	1.93	2.02	2.10	2.19	2.28	2.37	2.46	
0.38	0.19	0.31	0.39	0.47	0.55	0.63	0.71	0.79	0.87	0.95	1.03	1.11	1.20	1.29	1.37	1.45	1.54	1.63	1.71	1.80	1.89	1.98	2.07	2.16	2.25	2.34	2.43	2.52	

부표-1 철근비로부터 구한 횡방향철근간격(원환단면)

조 건	파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.3%		파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.15%	
	D13	D16	D10	D13
철근직경				
벽두께				
200mm	200mm	(250)mm	200mm	(330)mm
250	160	(250)mm	160	(330)
300	120	200	140	250
350	110	160	120	200

부표-2 철근비로부터 구한 횡방향철근간격(중공 직사각형단면)

조 건	파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.3%		파력의 작용하는 단면 횡방향철근비 0.2%	
	D13	D16	D10	D13
철근직경				
벽두께				
200mm	200mm	(250)mm	160mm	250mm
250	160	(250)mm	120	250
300	120	200	110	200
350	110	160	100	160

부표-3 재료의 중량표

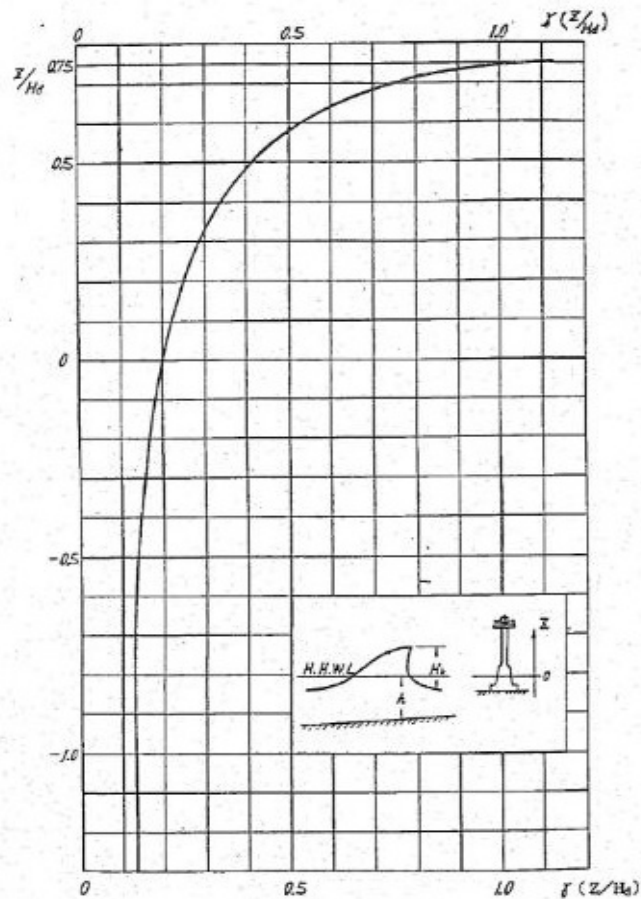
(kN/m³)

재 료			중 량	비 고
토사와 자갈	회토류	건 조	13	점토, 롬(loam)류
		통상 상태	16	
		포 수	20	
	모 래	건 조	17	
		포 수	20	
	자 갈	건 조	17	
		포 수	21	
	모래 섞인 자갈	건 조	20	
		포 수	23	
석 재	경 석		9	
	유사석회암		15	
	사 암		20	
	화강석, 안산암		27	
	대리석		27	
콘크리트	무근콘크리트		23	
	철근콘크리트		24	
금 속	알루미늄		27	SUS-304
	스테인리스		79.3	
	아 연		69	
	주 물		72.5	
	강 철		78.5	
	황 동, 청 동		86	
	구 리		89	
	납		114	

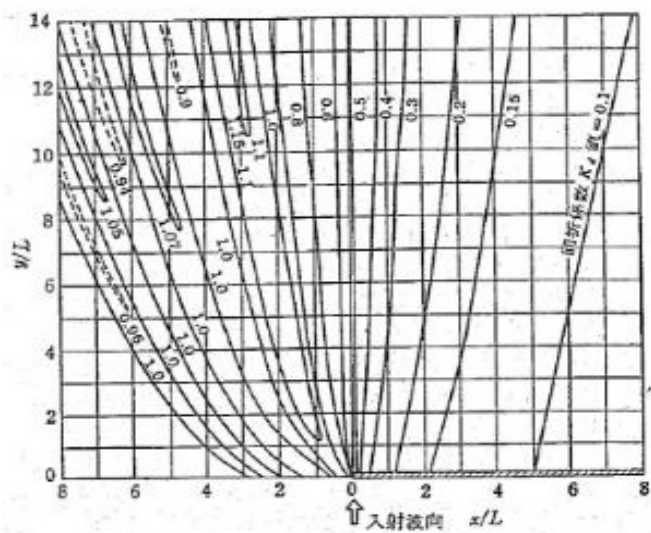
부표-4 $k = A_s/bd$ 에 대한 k 및 j 의 값($n=15$)

$$k = \sqrt{2pn + (pn)^2} - pn, j = 1 - k/3$$

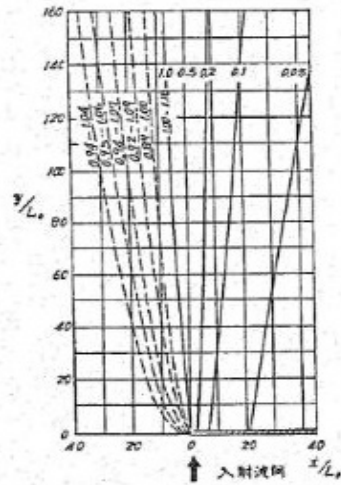
p	k	j	p	k	j	p	k	j	p	k	j
0.0010	0.159	0.947	0.0051	0.323	0.893	0.0091	0.404	0.866	0.0131	0.461	0.847
0.0011	0.166	0.945	0.0052	0.325	0.892	0.0092	0.406	0.865	0.0132	0.462	0.846
0.0012	0.173	0.943	0.0053	0.328	0.891	0.0093	0.407	0.865	0.0133	0.463	0.846
0.0013	0.179	0.941	0.0054	0.330	0.890	0.0094	0.409	0.864	0.0134	0.465	0.845
0.0014	0.186	0.938	0.0055	0.332	0.890	0.0095	0.411	0.863	0.0135	0.466	0.845
0.0015	0.191	0.937	0.0056	0.335	0.889	0.0096	0.412	0.863	0.0136	0.467	0.845
0.0016	0.197	0.935	0.0057	0.337	0.888	0.0097	0.414	0.862	0.0137	0.468	0.844
0.0017	0.202	0.933	0.0058	0.340	0.887	0.0098	0.415	0.862	0.0138	0.469	0.844
0.0018	0.207	0.931	0.0059	0.342	0.886	0.0099	0.417	0.861	0.0139	0.471	0.843
0.0019	0.212	0.930	0.0060	0.344	0.886	0.0100	0.418	0.861	0.0140	0.472	0.843
0.0020	0.217	0.928	0.0061	0.346	0.885	0.0101	0.420	0.860	0.0141	0.473	0.843
0.0021	0.222	0.926	0.0062	0.349	0.884	0.0102	0.421	0.860	0.0142	0.474	0.842
0.0022	0.227	0.925	0.0063	0.351	0.883	0.0103	0.423	0.859	0.0143	0.475	0.842
0.0023	0.231	0.923	0.0064	0.353	0.883	0.0104	0.424	0.859	0.0144	0.476	0.842
0.0024	0.235	0.922	0.0065	0.355	0.882	0.0105	0.426	0.858	0.0145	0.477	0.841
0.0025	0.239	0.921	0.0066	0.357	0.881	0.0106	0.427	0.858	0.0146	0.479	0.841
0.0026	0.243	0.919	0.0067	0.359	0.881	0.0107	0.429	0.857	0.0147	0.480	0.840
0.0027	0.247	0.918	0.0068	0.362	0.880	0.0108	0.430	0.857	0.0148	0.481	0.840
0.0028	0.251	0.917	0.0069	0.364	0.879	0.0109	0.432	0.856	0.0149	0.482	0.840
0.0029	0.255	0.915	0.0070	0.366	0.878	0.0110	0.433	0.856	0.0150	0.483	0.839
0.0030	0.259	0.914	0.0071	0.368	0.878	0.0111	0.435	0.855	0.0151	0.484	0.839
0.0031	0.262	0.913	0.0072	0.370	0.877	0.0112	0.436	0.855	0.0152	0.485	0.839
0.0032	0.266	0.912	0.0073	0.372	0.876	0.0113	0.437	0.855	0.0153	0.486	0.838
0.0033	0.270	0.910	0.0074	0.374	0.876	0.0114	0.439	0.854	0.0154	0.487	0.838
0.0034	0.273	0.909	0.0075	0.375	0.875	0.0115	0.440	0.854	0.0155	0.488	0.838
0.0035	0.276	0.908	0.0076	0.377	0.875	0.0116	0.442	0.853	0.0156	0.490	0.837
0.0036	0.280	0.907	0.0077	0.379	0.874	0.0117	0.443	0.853	0.0157	0.491	0.837
0.0037	0.283	0.906	0.0078	0.381	0.873	0.0118	0.444	0.852	0.0158	0.492	0.836
0.0038	0.286	0.905	0.0079	0.383	0.873	0.0119	0.446	0.852	0.0159	0.493	0.836
0.0039	0.289	0.904	0.0080	0.385	0.872	0.0120	0.447	0.851	0.0160	0.494	0.836
0.0040	0.292	0.903	0.0081	0.387	0.871	0.0121	0.448	0.851	0.0161	0.495	0.835
0.0041	0.295	0.902	0.0082	0.389	0.871	0.0122	0.450	0.850	0.0162	0.496	0.835
0.0042	0.298	0.901	0.0083	0.390	0.870	0.0123	0.451	0.850	0.0163	0.497	0.835
0.0043	0.301	0.900	0.0084	0.392	0.870	0.0124	0.452	0.850	0.0164	0.498	0.834
0.0044	0.304	0.899	0.0085	0.394	0.869	0.0125	0.453	0.849	0.0165	0.499	0.834
0.0045	0.307	0.898	0.0086	0.396	0.868	0.0126	0.455	0.849	0.0166	0.500	0.834
0.0046	0.309	0.897	0.0087	0.397	0.868	0.0127	0.456	0.848	0.0167	0.501	0.833
0.0047	0.312	0.896	0.0088	0.399	0.867	0.0128	0.457	0.848	0.0168	0.502	0.833
0.0048	0.315	0.895	0.0089	0.401	0.867	0.0129	0.458	0.848	0.0169	0.503	0.833
0.0049	0.317	0.895	0.0090	0.402	0.866	0.0130	0.460	0.847	0.0170	0.504	0.832
0.0050	0.320	0.894	0.0091	0.404	0.866	0.0131	0.461	0.847	0.0171	0.505	0.832



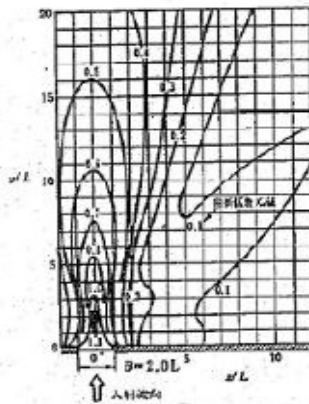
부도-1 공식-1의 파압력계수



부도-2 반 무한 장애물에 의한 회절도(1)

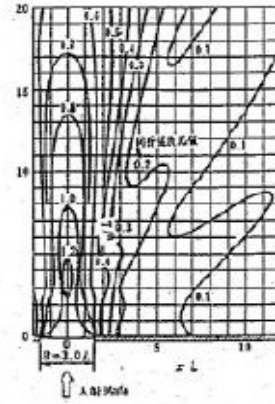


부도-3 반무한 장애물에 의한 회절도(2)



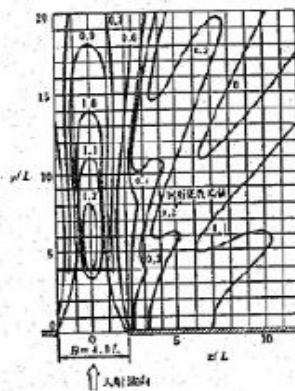
(d) $B/L=2.0$

부도-4 개구부에서 회절도



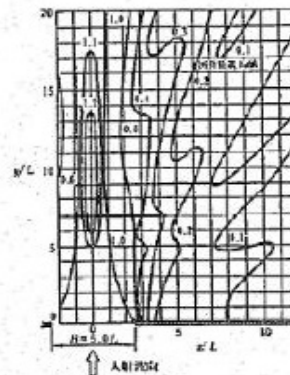
(f) $B/L=3.0$

부도-5 개구부에서 회절도



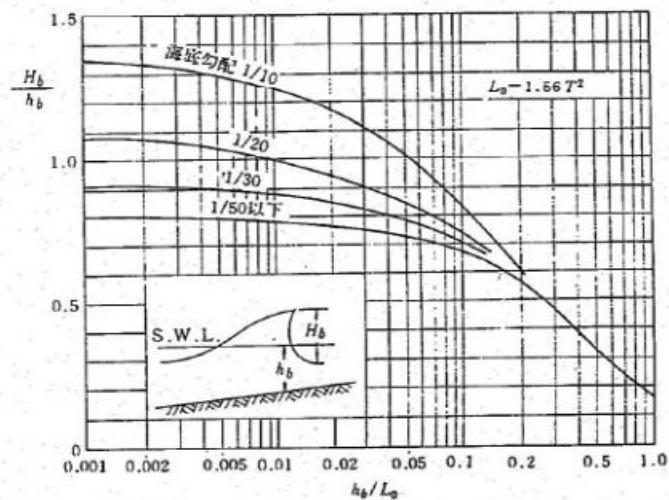
(g) $B/L=4.0$

부도-6 개구부에서 회절도



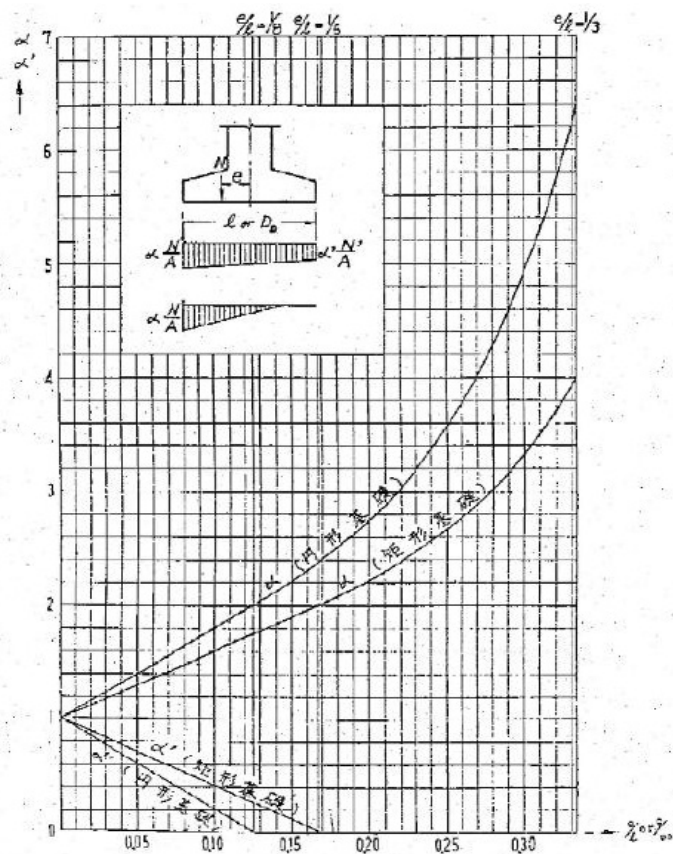
(h) $B/L=5.0$

부도-7 개구부에서 회절도

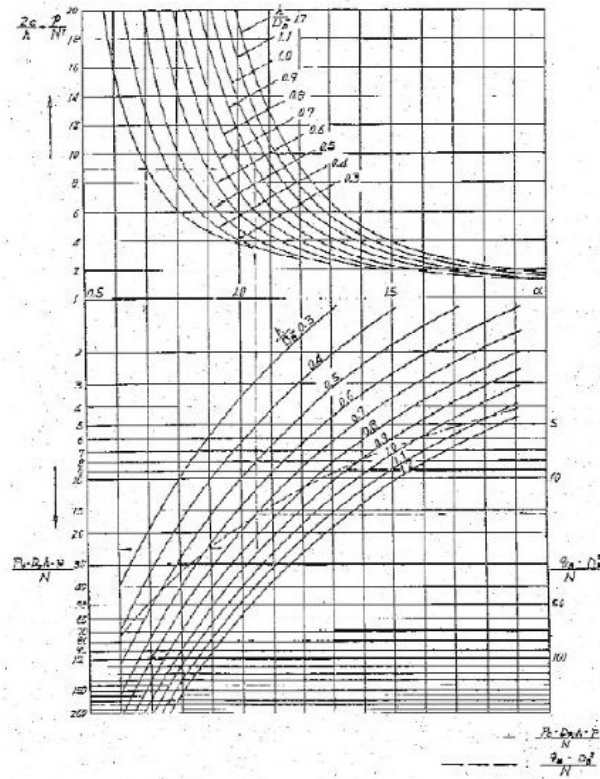


S.W.L.: $H_b/h_b < 0.5$ ㄹ

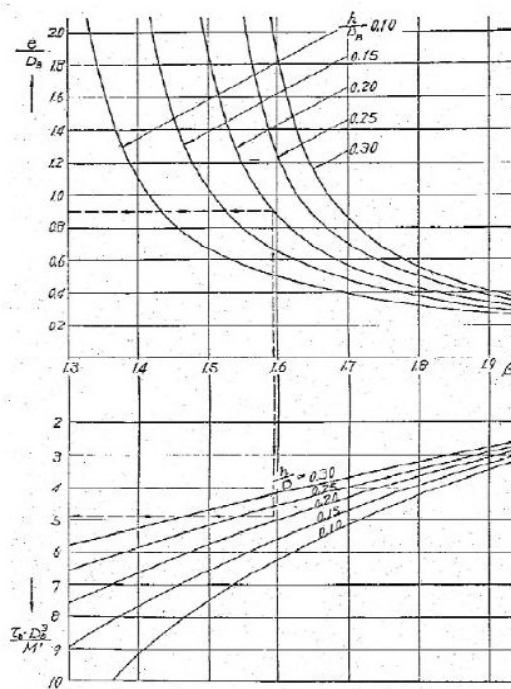
부도-8 쇄파한계파고비



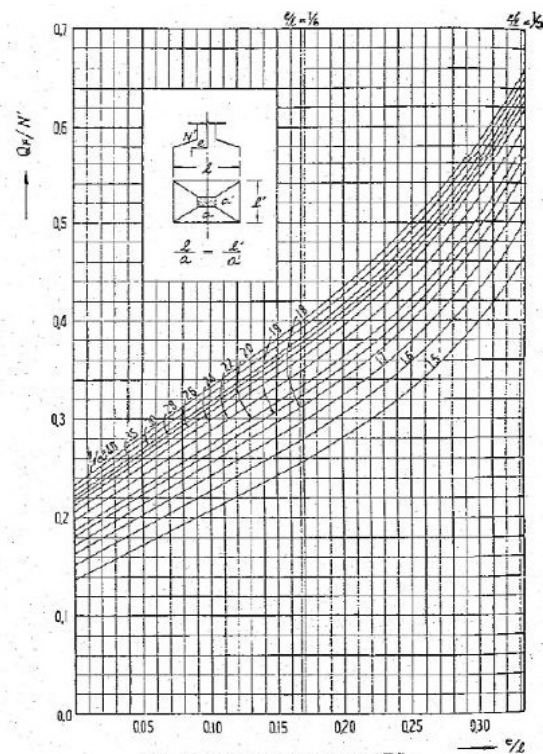
부도-9 중력식 기초의 편심시 저면변형력 배율산정도표



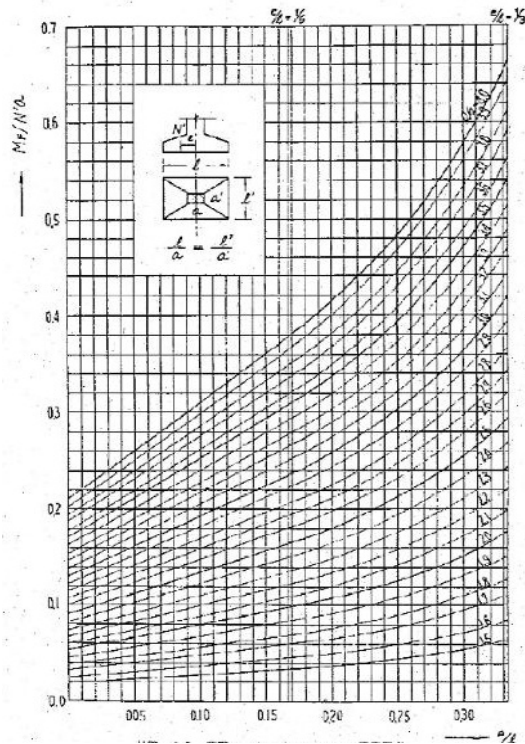
부도-10 반력식 기초계산도표



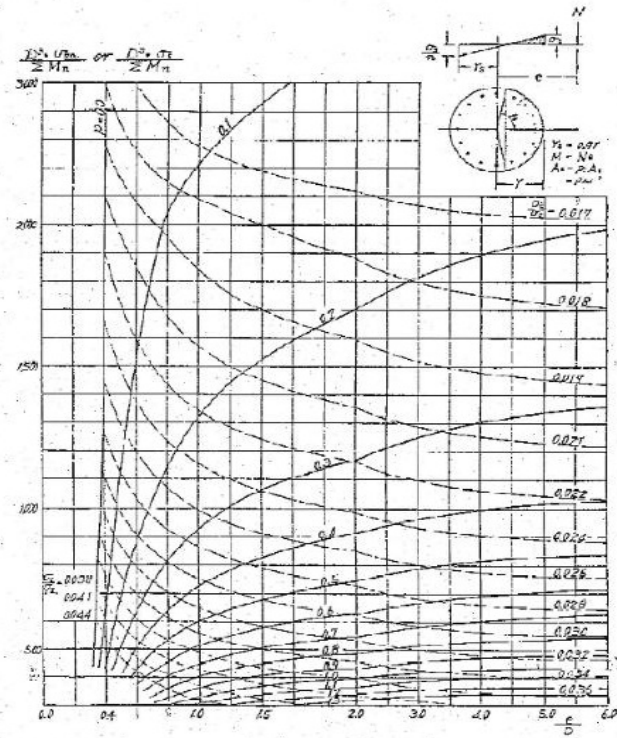
부도-11 부착식 기초계산도표



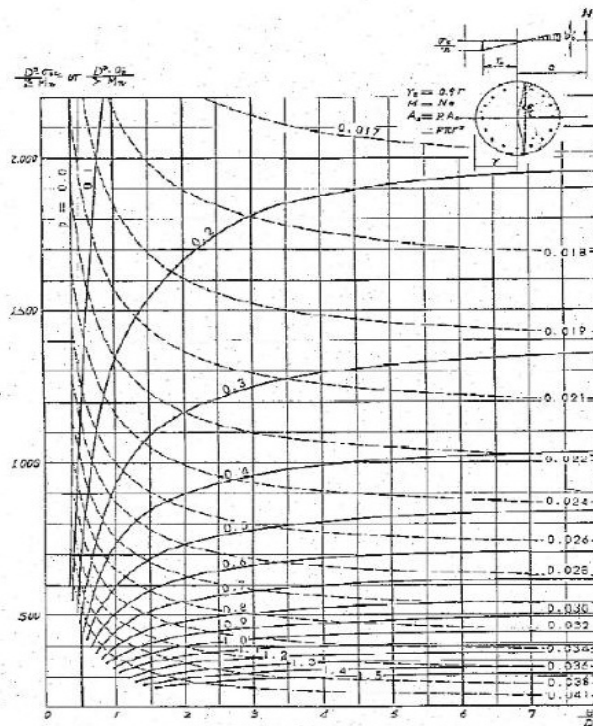
부도-12 기초 footing의 전단력 산정도표



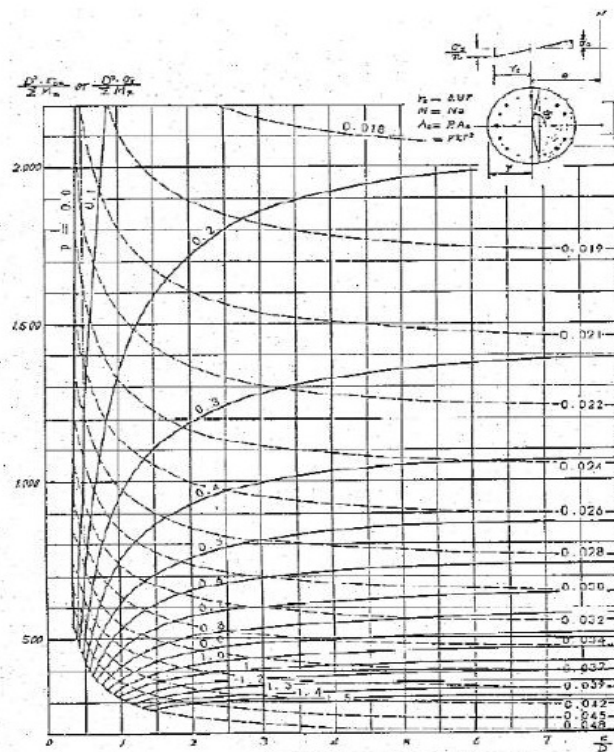
도-13 기초 footing의 모멘트 산정도표



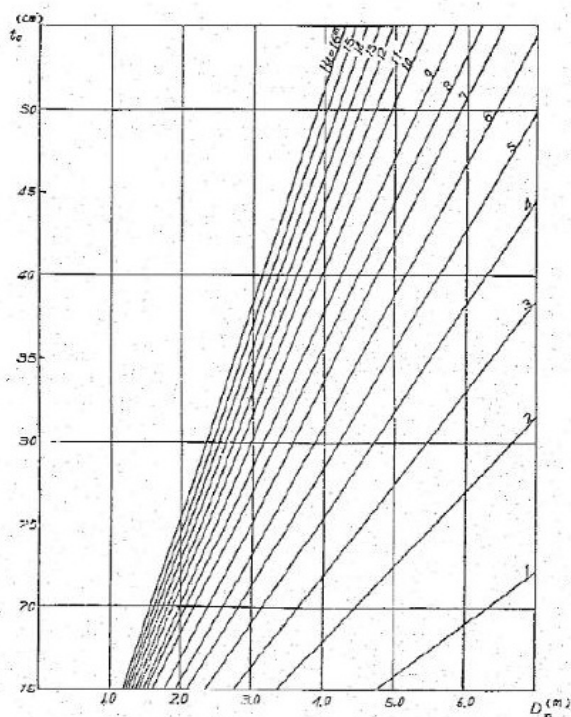
부도-14(A) 원형단면산정도표



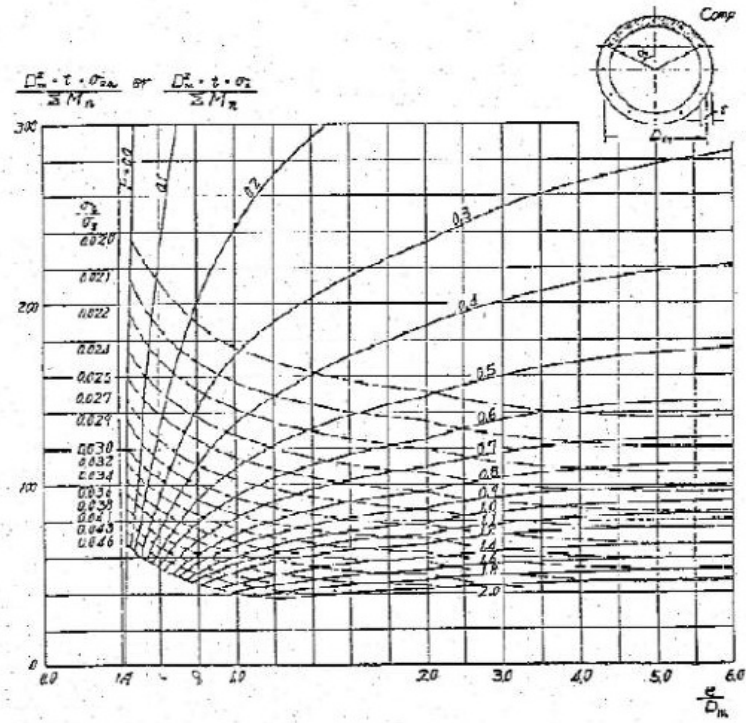
부도-14(B) 원형단면산정도표($\tau_s=0.9\tau$)



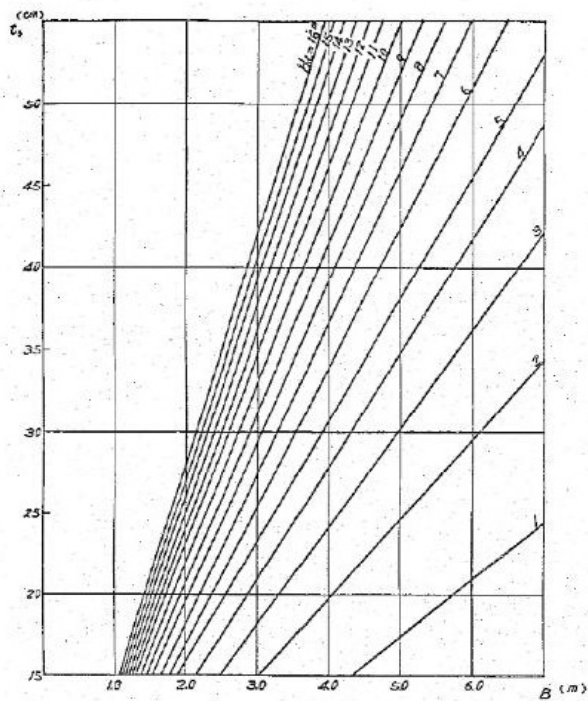
부도-14(C) 원형단면산정도표($\tau_s=0.8\tau$)



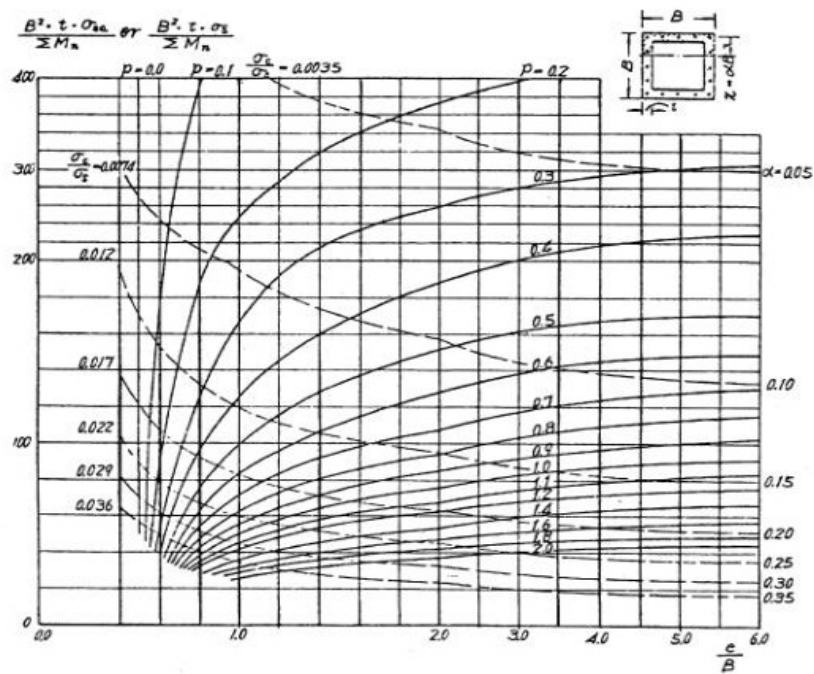
부도-15 원형단면의 필요두께(횡방향철근비 0.3%의 경우)



부도-16 원형단면산정도표



부도-17 중공직사각형단면의 필요두께(횡방향 철근비 0.3%의 경우)



부도-18 중공 직사각형단면산정도표

부 록 7 편

장대형 케이스에 발생하는 파력 평활화 효과



부록 7편 장대형 케이슨에 발생하는 파력 평활화 효과

제1장 개요

기존의 케이슨 방파제에 사용되는 케이슨 1함의 기준선 방향 길이는 시공성과 케이슨 부재의 강도 등을 고려하여 대체로 20m 내외로 설계하고 있으나, 특수한 경우에는 더 긴 케이슨도 제작할 수 있으며, 또한 케이블 또는 케이슨 자체 형상을 이용하여 인접 케이슨을 서로 결속하는 인터로킹(Interlocking) 방법을 통하여 장대화 할 수 있는 기술도 개발되고 있다(서지혜 등 2015). 일체화된 장대형 케이슨은 통상의 케이슨에 비해 공기(工期)를 단축할 수 있고, 인터로킹에 의하여 장대화된 케이슨은 기존 케이슨 방파제의 성능을 보강할 때 효과적으로 적용될 수 있는 기술이다. 이러한 장대형 케이슨은 작용하는 파력에 있어 입사각 θ 를 갖고 케이슨의 길이가 l_B 인 케이슨에 경사지게 입사하는 파의 경우, 케이슨 기준선 방향으로의 위상차로 최대 파력을 저감할 수 있는 효과, 즉 파력의 평활화(平滑化) 효과가 발생한다. 이러한 파력 평활화 효과는 파향에 대한 케이슨의 투영길이 $l_B \sin\theta$ 와 파장 L 의 비(比)가 클수록 증가하며, 또한 쇄파와 같이 작용시간이 짧고 가파르게 솟은 파형의 파일수록 평활화 효과가 증가하게 된다. 파력의 평활화효과를 고려한 수평파력은 제2장에서 소개한 바와 같이 Goda식에서 α_1 항과 α_2 항에 대해 각각 평활화 계수 δ_{B_1} , δ_{B_2} 를 곱해 계산할 수 있다. 기존 설계에서는 경사 입사파인 경우의 Goda식 등에 따른 파력의 저감을 나타낸 것으로 장대형 케이슨의 파력 평활화 효과를 고려한 것은 아니다. 또한 보수적인 설계를 위하여 경사 입사하는 경우라도 직각 입사로 고려하는 경우가 있으나 현재 파랑관측기술 및 구조물 설계, 시공 기술이 지속적으로 발전하고 있으므로, 경사 입사에 따른 효과를 고려하는 설계의 필요성이 증가하고 있다.

이와 같은 장대형 케이슨은 이미 제2차 세계대전 당시 프랑스 아로망슈항(Arromanches 港)에서 적용된 사례가 있다. 이때 적용된 장대형 케이슨은 피닉스(Phoenix)라 명한 콘크리트 케이슨과 선박을 이용한 방파제로, 제2차 세계대전 당시 노르망디 상륙작전 후 신속한 시공이 가능하도록 적용된 것으로, 피닉스 케이슨은 폭, 높이, 길이는 각각 13~16m, 7.6~18m, 53~62m이었다(ICE 1948).

제2장 파력의 평활화 효과

2-1 정현파형에 기초하는 파력의 평활화 효과

장대형 케이슨에서 파력의 평활화 효과는 케이슨 기준선 방향의 각 위치에서의 최대 단위 폭 당 파력(이하 “단위 파력”이라 함)이 위상차를 갖고 작용하기 때문에 발생한다. 예를 들어 그림(2-1)(a)~(b)에서와 같이 B위치에서 단위 파력이 최대가 되었을 때 A위치와 C위치의 단위 파력은 B위치에서의 단위 파력, 즉 단위 파력 최대값(P_{\max})보다 작다. 따라서 기존 설계에서 최대 단위 파력이 케이슨 전체에 작용한다고 생각한 경우의 단위 파력의 합에 비해 실제 케이슨 전체에 작용하는 파력은 항상 작아진다. 그림(2-1)(c)의 위쪽 그림은 케이슨의 길이가 짧은 경우 개별 케이슨에 작용하는 최대 파력을 나타낸 것이

고, 아래쪽 그림은 개별 케이슨 몇 개를 일체화시킴으로써 개별 케이슨에 작용하는 파력이 인접 케이슨에 전달되도록 케이슨을 장대화시킨 경우, 파력의 공간적인 평균이 감소되는 효과, 즉 파력의 평활화 효과를 제시하고 있다. 이 그림에서는 5개의 케이슨을 일체화시킨 경우이다. 이때 케이슨을 일체화시켜 장대화하는 대신 케이슨 한 함의 길이를 증가시키더라도 동일한 파력의 평활화 효과가 발생한다.

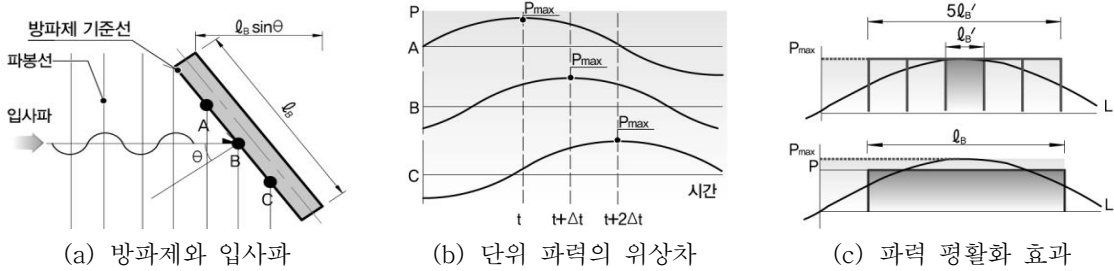


그림 (2-1) 장대형 케이슨에 작용하는 파력

케이슨의 길이를 l_B , 파의 입사각을 θ , 파장을 L 로 나타내면 파향 방향에 대한 케이슨의 투영길이와 파장의 비($l_B \sin \theta / L$)가 클수록 파력의 평활화 효과가 커진다. 파압의 시간변화가 정현파적인 경우 파력의 평활화 계수 δ_B 는 최대 단위 파력이 케이슨 전면에서 동시에 작용하는 경우의 합력($l_B P_{\max}$)과 단위 파력의 분포를 고려한 합력을 이용하여 구할 수 있고, 최종적인 결과는 케이슨의 상대길이($l_B \sin \theta / L$)에 의해 다음 식과 같이 표현된다(Takahashi and Shimosako, 1990).

$$\delta_B = \frac{\int_{-l_B/2}^{l_B/2} P_{\max} \cos(2\pi x \sin \theta / L) dx}{l_B P_{\max}} = \frac{\sin(\pi l_B \sin \theta / L)}{\pi l_B \sin \theta / L}, \quad l_B \sin \theta / L \leq 1 \quad (2-1)$$

여기서, P_{\max} 는 케이슨 전면에서 작용하는 단위 파력 중 최대 단위 파력을 의미하고, L 과 θ 는 각각 입사 파의 파장과 입사각을 나타내며, l_B 는 케이슨 한 함의 길이 또는 인터로킹에 의하여 일체화된 케이슨의 길이를 의미한다. 아래의 그림(2-3)은 케이슨의 상대길이에 따른 파력 평활화 계수(δ_B)를 정리한 것으로, 그래프의 위쪽에는 입사각이 각각 $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ 인 경우의 케이슨 길이와 파장의 비 l_B / L 를 함께 나타내었다. 다만 이 그래프에서 식(2-1)을 나타낸 것은 $\gamma = 0$ 인 경우이다. 이 그래프를 통하여 20% 수준의 파력 평활화 효과를 기대하기 위해서는 입사각이 30° 인 경우 설계파 파장의 0.7배 정도 길이의 장대형 케이슨이 필요하며, 입사각이 $15^\circ, 45^\circ$ 인 경우에는 각각 설계파 파장의 1.4배, 0.5배 정도의 장대형 케이슨이 필요한 것을 쉽게 알 수 있다.

2-2 Goda식에 기초하는 파력의 평활화 효과

혼성제 케이슨에 작용하는 파력의 경우 파의 유한진폭성에 의해 쌍봉형의 파력 형태를 가지게 된다. 또한, 마운드가 높은 경우와 파고가 큰 경우에는 최대 파력 부분이 가파르게 솟은 형태의 충격적인 파력이

작용하게 된다. 본 『항만 및 어항 설계기준·해설(2014)』에서는 직립벽에 작용하는 파력을 구하는 경우, 동 기준의 제2편 설계조건 식(4-2)에서와 같이 파압이 0이 되는 높이 및 최대 파압 p_1 이 작용하는 정수면, p_2 파압이 작용하는 해저면에서의 파압을 직선분포로 고려하여 파력을 구하게 된다. 이때 정수면에서의 파압 p_1 는 파압보정계수를 1로 고려할 때, 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$p_1 = 0.5(1 + \cos\theta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\theta)\rho_0 g H \quad (2-2)$$

여기서 θ 는 입사각으로 동 기준의 제2편 설계조건 식(4-2)의 주방향 각도를 보정한 β 와 동일한 값이다. 한편 Goda 식에서는 파압의 시간적인 변화를 별도로 제시하고 있지 않으나, Goda식의 파력에 기초하여 보다 현실에 가까운 파형을 다음의 그림(2-2)와 같이 고려할 수 있다(Takahashi and Shimosako, 1990). 즉 α_1 항만을 정현파로 하고, α_2 항은 작용시간이 주기 T의 1/20인 삼각파로서 충격파를 모사할 수 있고, 이러한 조건에서 전향과 동일하게 파력 평활화 효과를 평가할 수 있다. 이와 같은 파형을 고려하면 파력의 평활화 계수는 케이슨의 상대길이뿐만 아니라 α_2 와 α_1 의 비에 따라 다르게 결정되며, 이때 α_1 , α_2 항의 파력 평활화 계수를 각각 δ_{B_1} , δ_{B_2} 으로 하면 전체 파력의 평활화 계수 δ_B 는 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$\delta_B = (\delta_{B_1} + \gamma \delta_{B_2}) / (1 + \gamma) \quad (2-3)$$

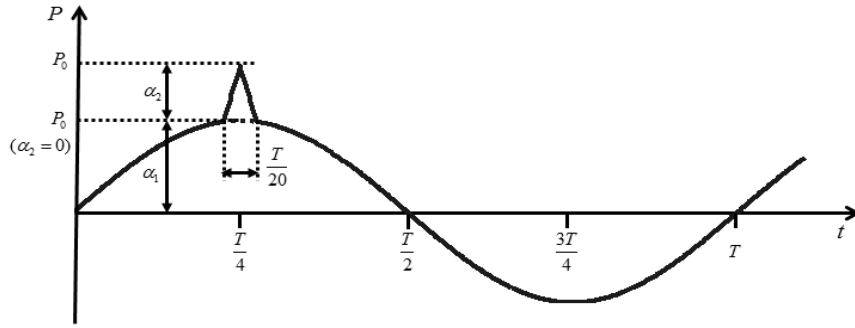
여기서, δ_{B_1} 과 δ_{B_2} , γ 는 다음과 같다.

$$\delta_{B_1} = \frac{\sin(\pi l_B \sin\theta / L)}{\pi l_B \sin\theta / L} \quad (2-4)$$

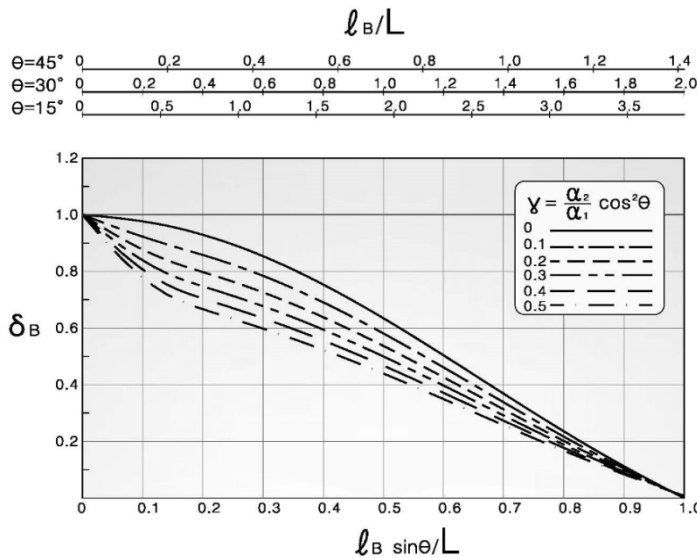
$$\delta_{B_2} = \begin{cases} L / (40 l_B \sin\theta) & \text{for } l_B \sin\theta / L \geq 1/20 \\ 1 - 10 l_B \sin\theta / L & \text{for } l_B \sin\theta / L < 1/20 \end{cases}$$

$$\gamma = \alpha_2 \cos^2\theta / \alpha_1$$

그림(2-3)은 이와 같은 조건에서 구한 δ_B 의 값을 나타내고 있다. 전술한 바와 같이 $\gamma=0$ 인 경우는 정현 파형으로 고려한 경우와 같다. 한편 이 그래프를 통하여 α_2 가 큰 충격적인 파가 작용할 때일수록 케이슨 길이가 비교적 짧아도 파력의 평활화 효과가 큰 것을 알 수 있다. 예를 들어 $l_B \sin\theta / L$ 이 0.1인 경우 $\gamma=0.2$ 에서 $\delta_B=0.864$ 가 되어 $\gamma=0$ 일 때보다 상당히 작아지며, 이는 곧 파력의 평활화 효과가 커짐을 의미한다.



그림(2-2) Goda식을 적용한 단위 파력의 시간변화



그림(2-3) 충격파의 상대적 크기에 따른 파력 평활화 효과

2-3 수리모형실험에 의한 파력의 평활화 효과 비교

파력의 평활화 효과를 검증하기 위하여 한국해양과학기술원의 해양환경모의실험동 내에 설치된 3차원 평면조파수조에서 평면수리모형실험을 수행하였다. 실험에 사용된 평면수조의 제원은 길이 33m, 폭 30m, 높이 1.2m이며, 총 3대의 조파기(조파판 한 개의 폭: 4.6m)를 사용하여 파를 생성하였다. 조파기는 전기서보 피스톤 방식으로 구동되며, 재현 가능한 최대파고 및 주기는 각각 0.3m, 0.5~5.0초이다. 수리모형실험에서 발생할 수 있는 불필요한 재반사파의 발생을 최소화하기 위하여 조파기 후면을 비롯한 평면수조의 둘레에는 쇄석을 설치하였다.

실험에 사용된 케이슨 모형은 아크릴판으로 제작되었으며 케이슨 한 함의 제원은 0.56m(D) x 0.48m(L) x 0.52m(H)로, 실험 축척이 1:50이므로 현장 크기로 환산하면 28m(D) x 24m(L) x 26m(H)에 해당한다. 총 14개의 케이슨을 케이블로 연결하여 336m 길이의 장대형 케이슨을 구현하였다. 실제 일체화된 장대형 케이슨과는 하중 전달 및 거동 측면에서 다소간의 차이가 있으나 파력

의 평활화 효과는 동일하기 때문에 계산에 의한 파력의 평활화 효과를 검토하기 위한 목적으로 소개하고자 한다.

수리모형실험을 위한 수심은 51cm로 동일하게 유지하였으며, 케이스 모형의 설치 개수(N)는 2, 6, 10, 14개의 4가지 조건으로 다르게 하여 장대형 케이스의 길이에 따른 효과를 분석할 수 있도록 하였다. 또한 구조물에 입사하는 파향은 0, 15, 30, 45°의 4가지 조건으로 다르게 하여 입사각에 따른 영향을 분석하였으며, 총 실험 케이스는 모형 설치 개수 및 입사파향에 따라 16가지 경우이다. 실험에 이용된 파는 주기 및 파고가 서로 다른 규칙파 18개이며, 실험파의 조파 시간은 모든 실험 조건에서 60초로 동일하고, 70초 동안 측정된 자료를 분석하였다. 아래 표(2-1)은 실험실 조건 및 현장 조건에서의 실험파 제원을 정리한 것이고, 그림(2-4)는 케이스 모형 설치 개수가 서로 다른 경우의 실험장면을 제시한 것이다.

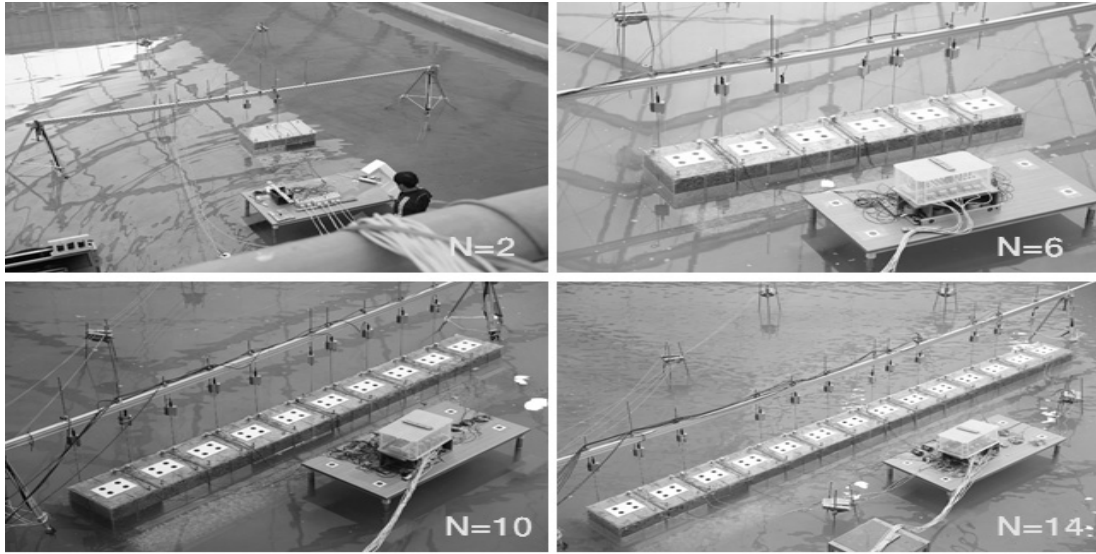
표(2-1) 실험파 제원

(a) 실험실 조건

T(s)	H(cm)					
	6.6	8.8	11.0	13.2	15.4	17.6
0.90	○	○	○			
1.03		○	○	○		
1.21			○	○	○	
1.52			○	○	○	
1.88			○	○	○	
2.42				○	○	○

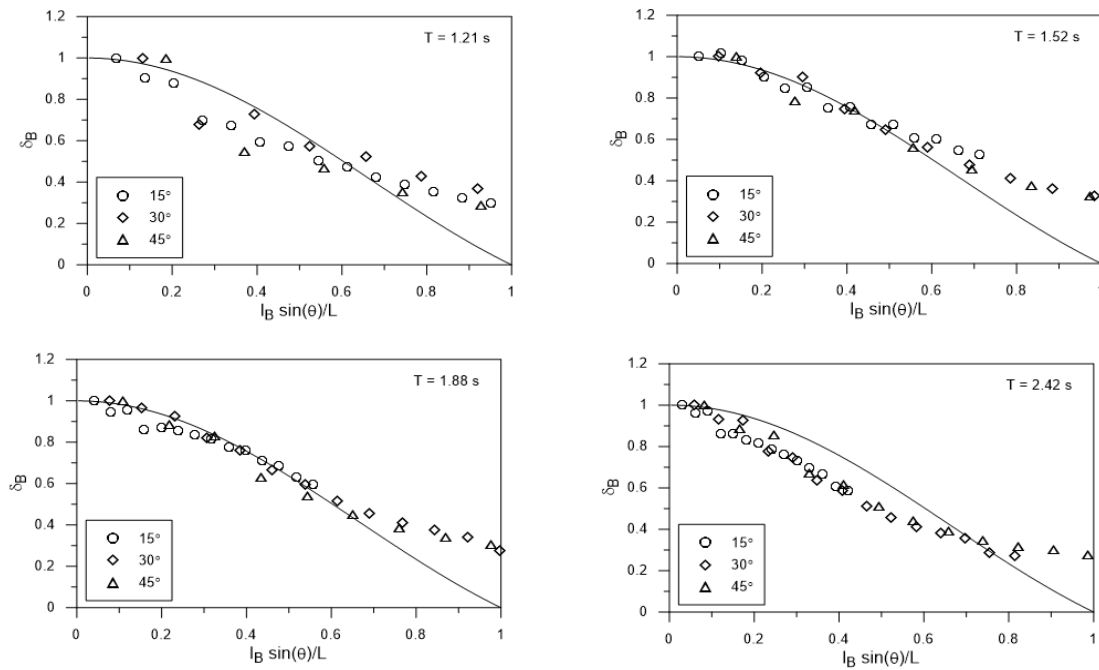
(b) 현장(prototype) 조건

T(s)	H(m)					
	3.3	4.4	5.5	6.6	7.7	8.8
6.36	○	○	○			
7.28		○	○	○		
8.56			○	○	○	
10.75			○	○	○	
13.29			○	○	○	
17.11				○	○	○



그림(2-4) 실험장면 (케이슨모형 설치 개수가 서로 다른 경우)

아래 그림에서 실선 그래프는 $\delta_B = \sin(\pi l_B \sin \theta / L) / (\pi l_B \sin \theta / L)$ 의 값을 나타내며, 실험에서 계측된 값이 대체로 이 실선 그래프를 따라서 분포함을 확인할 수 있다. 즉, 본 실험에서 계측된 파압자료 분석을 통해 파력의 평활화 효과를 확인할 수 있었으며, 이러한 결과는 선행 연구인 Takahashi and Shimosako (1990)에 제시된 결과가 매우 유사한 경향임을 알 수 있다. 다만, 파장 대비 방파제 연장이 긴 경우 즉, l_B/L 이 큰 경우에는 이론값과 실험값의 편차가 다소 크게 발생하는 경향이 있었으며, 이에 관해서는 추가적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.



그림(2-5) 파력의 평활화 효과에 대한 결과 비교6-1-1 무인등대의 설계

제3장 장대형 케이슨에 대한 파력

활동 및 전도 등 케이슨의 안정성 평가방법은 일반 케이슨의 활동, 전도에 대한 안정성 평가방법과 동일하게 케이슨 단면을 이용하여 수행할 수 있다. 다만 장대형 케이슨의 경우 케이슨 단면에 작용하는 파력은 Goda식 등을 이용하여 산정한 후(항만 및 설계기준 4-10-2), 그림(2-3)에 제시된 케이슨의 상대길이에 따른 파력의 평활화 효과를 적용하여 감소시킨 파력을 이용하여 안정성을 평가한다.

[참고문헌]

The Institution of Civil Engineers(ICE). The Civil Engineer in War, Vol. 2, Docks and Harbours, 1948, pp. 291-312, 336-368.

Takahashi, S. and Shimosako, K. (1990) Reduction of Wave Force on a Long Caisson of Vertical Breakwater and its Stability, Technical Note of The Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Japan, No, 685, pp. 3-20 (in Japanese).

서지혜, 이진학, 박우선, 원덕희 (2015) 크로스 케이블로 결속된 인터로킹 케이슨 방파제의 파력분산특성. 한국해양해양공학회 논문집 27권 5호 pp.315-323.

참 여 자 명 단

분 야		집필위원		심의위원	
		소속 및 직위	성 명	소속 및 직위	성 명
총괄		(주)서영엔지니어링 부 사 장	류혁근	(주)헤인이엔씨 고 문	주재욱
		(주)항도엔지니어링 대표이사	안익성		
파랑		전 남 대 학 교 교 수	이종인	한국해양대학교 교 수	김도삼
조석		(주)지오시스템리서치 부 사 장	김태인	성균관대학교 교 수	최병호
수역 시설	수 역 시 설	(주)세이프텍리서치 대표이사	공인영	한국해양수산연수원 교 수	이동섭
	준설 및 매립	(주)도화엔지니어링 전 무	박남홍	(주)유일종합기술단 실 장	이명호
토질 및 기초		(주)알지오이엔씨 대표이사	이충호	부 산 대 학 교 교 수	임종철
		한 라 대 학 교 교 수	유건선		
콘크리트		영 남 대 학 교 교 수	이재훈	경 원 대 학 교 교 수	백인열
방식	방 식	한국해양대학교 교 수	문경만	(재)한국건설품질연구원 부 원 장	라윤강
	도 장	도로교통연구원 차 장	이창근		
외곽시설		(주)한국항만기술단 전 무	고덕형	(주)대영엔지니어링 사 장	정대연
		(주)세광종합기술단 전 무	조충환	(주)한국항만기술단 사 장	정민영
계류시설		(주)대영엔지니어링 전 무	유병화	(주)한국종합기술 부 사 장	노병훈
		(주)항도엔지니어링 부 사 장	김광태	(주)세광종합기술단 사 장	이진용
부두포장		도로교통연구원 책임연구원	이경하	경 희 대 학 교 교 수	이석근
내진		한국과학기술원 교 수	김동수	서 울 대 학 교 교 수	김재관
		한국시설안전공단 수석연구원	배정주		
전문 및 기타 부두	전 문 부 두	(주)한국항만기술단 전 무	이화수	(주)세광종합기술단 사 장	오세범
	어 항 시 설	(주)세일종합기술공사 부 사 장	강석형	한국어촌어항협회 본 부 장	황철민
	마 리 나	(주)오션스페이스 사 장	정 현	부 경 대 학 교 교 수	지삼업
항로표지		해 양 수 산 부 서 기 관	김민철	강원도립대학교 교 수	박재현
하역장비		(주)코리아테크인스펙션 부 사 장	심영석	인천항만공사 실 장	함성진
전기		(주)한양K&E 대표이사	김홍인	두원공과대학교 교 수	김세동
해외 항만 설계 기준 및 설계 사례	총괄	전 남 대 학 교 교 수	이종인	현대건설(주) 상 무	박구용
	설계외력·방파제	현 대 건 설 (주) 차 장	고광오		
	블록식안벽	삼 성 물 산 (주) 부 장	이성환		
	케이스식안벽	현 대 건 설 (주) 차 장	지환욱	삼성물산(주) 팀 장	안성모
	잔교식구조물	(주)에쓰이네스트 대표이사	남지현		
	해상자켓구조물	(주)매피스 대표이사	우찬조		
신뢰성 설계		한국해양과학기술원 연구위원	윤길림	서 울 대 학 교 교 수	서경덕
		군 산 대 학 교 교 수	김동현		

중앙건설기술심의위원회 심의위원

분 야	성 명	소 속 및 직 위
수 자 원 상 하 수 도 항 만	심 재 설	한 국 해 양 과 학 기 술 원 본 부 장
	조 용 식	한 양 대 학 교 교 수
	정 해 옥	(주) 도 화 엔 지 니 어 링 전 무
토 목 일 반	심 명 섭	(사) 한국토목시공기술사협회 부 회 장
	박 세 춘	한 국 시 설 안 전 공 단 실 장
지 반	김 동 수	한 국 과 학 기 술 원 교 수
구 조	김 현 길	(주) 정 림 이 앤 씨 전 무

해양수산부 담당관

성 명	소 속 및 직 위
박 준 권	항만국장
이 규 용	항만국 항만개발과장
김 선 우	항만국 항만개발과 시설사무관
김 광 수	항만국 항만개발과 담당

1971년 제정
1979년 개정
1993년 개정
1999년 개정
2005년 개정

발 간 등 록 번 호 11-1192000-000184-14

항만 및 어항 설계기준 · 해설(부록)

발 행 일 : 2014년 04월

발 행 처 : 해양수산부 항만개발과

- 전 화 : 044-200-5941
- 팩 스 : 044-200-5929
- Website : <http://www.mof.go.kr>

관 련 단 체 : 한 국 항 만 협 회

- 전 화 : 02-2165-0094
- 팩 스 : 02-2165-0099
- Website : <http://www.koreaports.or.kr>

비 매 품

이 책의 무단 복제를 절대 금합니다.