계약번호	제2012-2-303-201201-00호
문서번호	

자 료 번 호	
개 정 번 호	Rev.0(2015.4)

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구) 노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (15/20)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토/ 승 인
	설 계 변 경
	기본설계 준 공
○	실시설계 준 공
	시 공 준 공
	기 타 설 계 용

2015. 4.

확인	작 성 자	검 토 자	승 인 자
	이정선	임철수	최석운

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong | 주 | 서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (15/20)

자료번호 :

개 정 현 황					
00	2015.4	실시설계 준공	이정선	임철수	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탑 리 제 1 교

1. 탑리제1교 ····· 1
1.1 상부공 ····· 3
1.1.1 PRECOM ····· 5
1.2 교대공 ····· 219
1.2.1 A1 ····· 221
1.2.2 A2 ····· 297
1.3 교각공 ····· 373
1.3.1 P1(P2) ····· 375
1.4 내진해석 ····· 489
1.5 가시설공 ····· 511
1.5.1 A1 버팀보 사보강 ····· 513
1.5.2 P1 버팀보 사보강 ····· 537
1.5.3 P2 버팀보 사보강 ····· 561
1.5.4 A2 버팀보 사보강 ····· 585

구조계산서 2권

제2장 탑 리 제 2 교

2. 탑리제2교 ····· 1
2.1 상부공 ····· 3
2.1.1 PSC ····· 5
2.2 교대공 ····· 131
2.2.1 A1 ····· 133
2.2.2 A2 ····· 227
2.3 교각공 ····· 321
2.3.1 P1(P2) ····· 323
2.3.2 P4(P3) ····· 437
2.4 내진해석 ····· 551
2.5 가시설공 ····· 571
2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 573

구조계산서 3권

제3장 탑 리 제 3 교

3. 탑리제3교 ····· 1
3.1 라멘공 ····· 3
3.2 옹벽공 ····· 369
3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측 ····· 371
3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측 ····· 391
3.2.3 A2(H=3.0m) 우측 ····· 411
3.3 가시설공 ····· 431
3.3.1 A1 버팀보 ····· 433
3.3.2 A1 버팀보 사보강 ····· 457
3.3.3 A2 버팀보 ····· 481
3.3.4 A2 버팀보 사보강 ····· 505

구조계산서 4권

제4장 탑 리 제 4 교

4. 탑리제4교 ····· 1
4.1 상부공 ····· 3
4.1.1 WPC ····· 5
4.2 교대공 ····· 97
4.2.1 A1 ····· 99
4.2.2 A2 ····· 193
4.3 옹벽공 ····· 287
4.3.1 A1,A2(H=4.0m) ····· 289

제5장 산 운 교

5. 산운교 ····· 309
5.1 상부공 ····· 311
5.1.1 PSC ····· 313
5.1.2 SCP ····· 439

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 5권

5.2 교대공 ····· 3
5.2.1 A1 ····· 5
5.2.2 A2 ····· 81
5.3 교각공 ····· 157
5.3.1 P1 ····· 159
5.3.2 P3(P2~P4) ····· 271
5.3.3 P5 ····· 383
5.3.4 P6 ····· 495

구조계산서 6권

5.4 내진해석 ····· 3
5.5 가시설공 ····· 23
5.5.1 P1~P3,P5 버팀보 사보강 ····· 25
5.5.2 P4 버팀보 사보강 ····· 49

제6장 순 호 교

6. 순호교 ····· 73
6.1 상부공 ····· 75
6.1.1 PSC ····· 77
6.1.2 PSC-e ····· 203
6.2 교대공 ····· 383
6.2.1 A1 ····· 385
6.2.2 A2 ····· 461

구조계산서 7권

6.3 교각공 ····· 3
6.3.1 P2 ····· 5
6.3.1 P3(P4) ····· 119
6.3.1 P5(P1) ····· 233
6.4 내진해석 ····· 347
6.5 가시설공 ····· 367
6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····· 369
6.5.2 P5 버팀보 사보강 ····· 393

제7장 수 북 교

7. 수북교 ····· 417
7.1 상부공 ····· 419
7.1.1 PSC ····· 421

구조계산서 8권

7.2 교대공 ····· 3
7.2.1 A1 ····· 5
7.2.2 A2 ····· 81
7.3 교각공 ····· 157
7.3.1 P2(P1) ····· 159
7.4 내진해석 ····· 273
7.5 가시설공 ····· 293
7.5.1 P2 버팀보 사보강 ····· 295

제8장 파 전 제 1 교

8. 파전제1교 ····· 319
8.1 상부공 ····· 321
8.1.1 IPC ····· 323
8.1.2 RPF ····· 449

구조계산서 9권

8.1.3 PSC ····· 3
8.2 교대공 ····· 129
8.2.1 A1 ····· 131
8.2.2 A2 ····· 225
8.3 교각공 ····· 319
8.3.1 P2 ····· 321
8.3.1 P3(P1) ····· 433

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 10권

8.3.1 P4 ····3
8.3.1 P5 ····115
8.3.1 P6 ····227
8.4 내진해석 ····339
8.5 가시설공 ····359
8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····361
8.5.2 P3 버팀보 사보강 ····385
8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강 ····409
8.5.4 P6 버팀보 사보강 ····433

구조계산서 11권

제9장 파 전 제 2 교

9. 파전제2교 ····1
9.1 상부공 ····3
9.1.1 PSC ····5
9.1.2 RPF ····131
9.2 교대공 ····289
9.2.1 A1 ····291
9.2.2 A2 ····385
9.3 교각공 ····479
9.3.1 P1 ····481

구조계산서 12권

9.3.2 P2 ····3
9.4 내진해석 ····115
9.5 가시설공 ····135
9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강 ····137

제10장 파 전 제 3 교

10. 파전제3교 ····161
10.1 상부공 ····163
10.1.1 PSC(S1~S3) ····165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8) ····287

구조계산서 13권

10.1.3 RPF ····3
10.2 교대공 ····123
10.2.1 A1 ····125
10.2.2 A2 ····221
10.3 교각공 ····317
10.3.1 P1(P2) ····319
10.3.2 P3 ····419
10.3.3 P5 ····517

구조계산서 14권

10.3.4 P6 ····3
10.3.5 P7(P4) ····105
10.4 내진해석 ····205
10.5 가시설공 ····233
10.5.1 P4 버팀보 ····235
10.5.2 P4 버팀보 사보강 ····259
10.5.3 P5 버팀보 ····283
10.5.4 P5 버팀보 사보강 ····307
10.5.5 P7 버팀보 ····331
10.5.6 P7 버팀보 사보강 ····355

제11장 교 량 기 초

11. 교량기초 ····379
11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ····381

구조계산서 15권

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ····3

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대) ·····221
11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암) ···241
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위 ·····285
11.6 교대 활동 검토 ·····451

구조계산서 16권

제12장 구 교

12.1 학미 제3 ·····3
12.2 학미 제4 ·····147
12.3 탑리 제1 ·····239
12.4 탑리 제2 ·····331
12.5 탑리 제3 ·····435

구조계산서 17권

12.6 탑리 제4 ·····3
12.7 탑리 제5 ·····117
12.8 탑리 제6 ·····221
12.9 탑리 제7 ·····335
12.10 산운 제1 ·····439
12.11 산운 제2 ·····553

구조계산서 18권

12.12 산운 제3 ·····3
12.13 산운 제4 ·····95
12.14 산운 제5 ·····187
12.15 순호 제1 ·····301
12.16 순호 제2 ·····415

구조계산서 19권

12.17 파전 제1 ·····3
12.18 파전 제2 ·····117
12.19 파전 제3 ·····231
12.20 파전 제4 ·····345
12.21 파전 제5 ·····459

구조계산서 20권

제13장 B(함)

13.1 B(함)산운제1 ·····3
13.2 B(함)산운제2 ·····299
13.3 B(함)산운제3~5 ·····385
13.4 B(함)파전 ·····471
13.5 B(함)연계, 탑리 ·····631

제11장 교량기초

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

11.1 직접기초 연직지지력(풍화대)
11.2 직접기초 연직지지력(연,경암)
11.3 말뚝기초 연직지지력(풍화대)
11.4 말뚝기초 연직지지력(연,경암)
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위
11.6 교 대 활 동 검 토

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연·경암)

탑리제2 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
탑리제2 P1(상시)	10	9.5	2.2	3.1	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 356 + 1,065 = 6,503 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,503 / 3 = 2,168 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

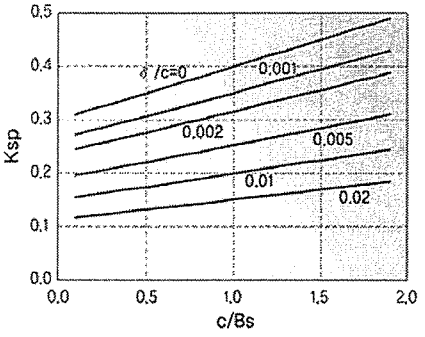
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1



q_a = 0.1×14800

= 1,480 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,168	362.7	5.98	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,480		4.08	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.76	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 362.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.2 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.2}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1411$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1411로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 362.7 \times 10 = 1.23 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.23	25.00	20.33	O.K

탑리제2 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
갈리제2 P1(지진시	10	9.5	2.2	3.1	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 356 + 1,065 = 6,503 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,503 / 2 = 3,251 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

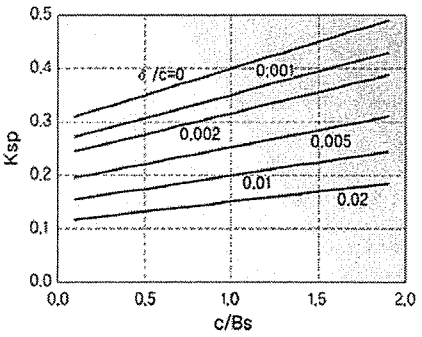
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×14800

= 2,220 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,251	516.1	6.30	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,220		4.30	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.91	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 516.1 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.2 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.2}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1411$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1411로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 516.1 \times 10 = 1.74 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.74	25.00	14.37	O.K

탑리제3 A1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
탑리제3 A1(상시)	6	10.9	2.3	5.1	25,000,000	0.18	1.82

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	12,500

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.144
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.891

$$Q_{ult} = 1.144 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 5.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.891 \times 13 \times 6 \times 19.32$$

$$= 4,625 + 557 + 671 = 5,853 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 5,853 / 3 = 1,951 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 12,500 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

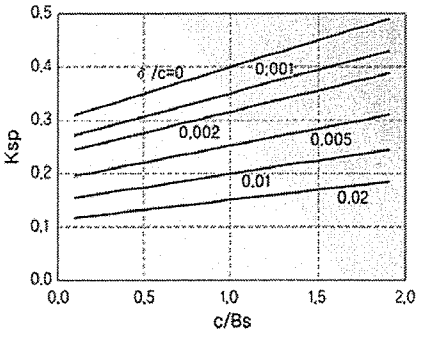
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×12500

= 1,250 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	1,951	698.7	2.79	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,250		1.79	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.43	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 698.7 kPa

B = 기초 폭 = 6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 6.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{6.0} \right)^3$$

$$= 0.7463$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.7463로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.82 이므로, I_s = 1.1 적용

$$S = 1.1 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 698.7 \times 6 = 1.77 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.77	25.00	14.12	O.K

탑리제3 A1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
갈리제3 A1(지진시	6	10.9	2.3	5.1	25,000,000	0.18	1.82

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	12,500

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.144
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.891

$$Q_{ult} = 1.144 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 5.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.891 \times 13 \times 6 \times 19.32$$

$$= 4,625 + 557 + 671 = 5,853 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 5,853 / 2 = 2,926 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 12,500 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

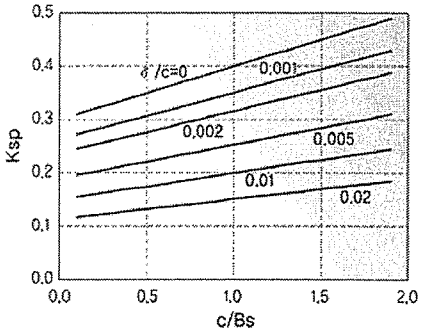
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1



q_a = 1.5×0.1×12500

= 1,875 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,926	581.1	5.04	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,875		3.23	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.58	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 581.1 kPa

B = 기초 폭 = 6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 6.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{6.0} \right)^3$$

= 0.7463

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.7463로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.82 이므로, I_s = 1.1 적용

$$S = 1.1 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 581.1 \times 6 = 1.47 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.47	25.00	17.01	O.K

탑리제3 A2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
탑리제3 A2(상시)	6	10.9	1.3	5.9	25,000,000	0.18	1.82

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	13,700

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.144
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.891

$$Q_{ult} = 1.144 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 5.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.891 \times 13 \times 6 \times 19.32$$

$$= 4,625 + 644 + 671 = 5,940 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 5,940 / 3 = 1,980 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 13,700 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

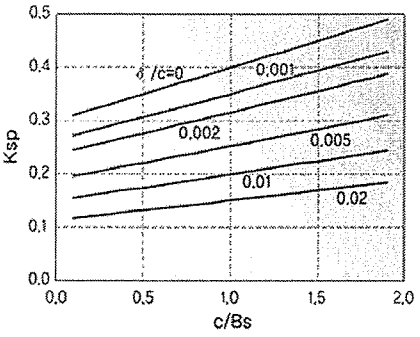
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×13700

= 1,370 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	1,980	659.1	3.00	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,370		2.08	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.52	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 659.1 kPa

B = 기초 폭 = 6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 1.3 m

B = 기초의 폭 = 6.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{1.3}{6.0} \right)^3$$

$$= 0.1348$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1348로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.82 이므로, I_s = 1.1 적용

$$S = 1.1 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 659.1 \times 6 = 1.67 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.67	25.00	14.97	O.K

탑리제3 A2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
갈리제3 A2(지진시	6	10.9	1.3	5.9	25,000,000	0.18	1.82

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	13,700

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.144
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.891

$$Q_{ult} = 1.144 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 5.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.891 \times 13 \times 6 \times 19.32$$

$$= 4,625 + 644 + 671 = 5,940 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 5,940 / 2 = 2,970 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 13,700 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

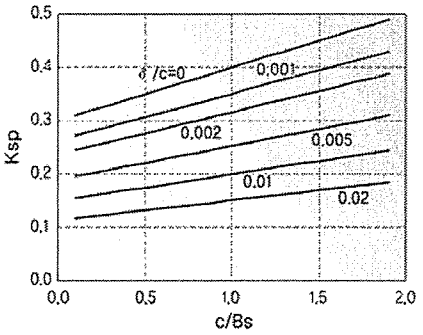
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×13700

= 2,055 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,970	581.1	5.11	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,055		3.54	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.58	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 581.1 kPa

B = 기초 폭 = 6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 1.3 m

B = 기초의 폭 = 6.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{1.3}{6.0} \right)^3$$

$$= 0.1348$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1348로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.82 이므로, I_s = 1.1 적용

$$S = 1.1 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 581.1 \times 6 = 1.47 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.47	25.00	17.01	O.K

산운 A1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 A1(상시)	6.6	5.6	3.8	4.4	25,000,000	0.18	0.85

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	29,600

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6.6 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.27
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.842

$$Q_{ult} = 1.27 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.842 \times 13 \times 6.6 \times 19.32$$

$$= 5,134 + 404 + 698 = 6,236 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,236 / 3 = 2,079 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

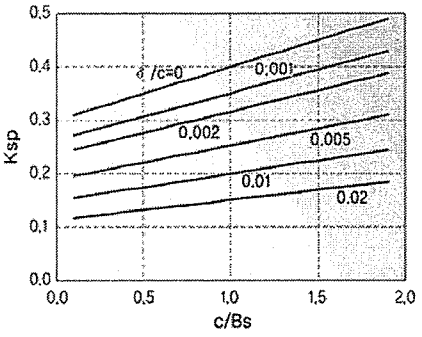
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 29,600 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.60 m

$$= \frac{3 + 0.185/6.6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 29600$

$= 2,960$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,079	627.129	3.31	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,960		4.72	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.59	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 627.129 kPa

B = 기초 폭 = 6.6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 3.8 m

B = 기초의 폭 = 6.6 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

$$= 2.5286$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 2.5286로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.85 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 627.13 \times 6.6 = 1.4 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.40	25.00	17.86	O.K

산운 A1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 A1(지진시)	6.6	5.6	3.8	4.4	25,000,000	0.18	0.85

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	29,600

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6.6 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.27
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.842

$$Q_{ult} = 1.27 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.842 \times 13 \times 6.6 \times 19.32$$

$$= 5,134 + 404 + 698 = 6,236 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,236 / 2 = 3,118 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 29,600 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

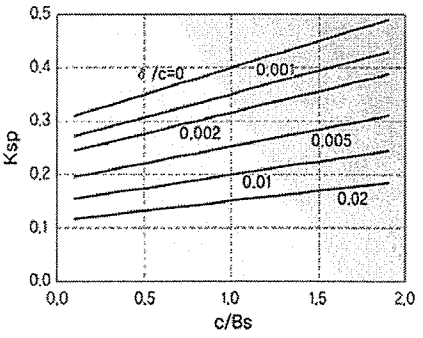
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.60 m

$$= \frac{3 + 0.185/6.6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×29600

= 4,440 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,118	1207.83	2.58	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	4,440		3.68	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		1.24	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 1207.83 kPa

B = 기초 폭 = 6.6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 3.8 m

B = 기초의 폭 = 6.6 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

= 2.5286

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 2.5286로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.85 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 1207.8 \times 6.6 = 2.69 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.69	25.00	9.29	O.K

산운 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P1(상시)	10	9.5	2.3	4.3	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	56,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 395 + 1,065 = 6,542 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,542 / 3 = 2,181 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 56,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

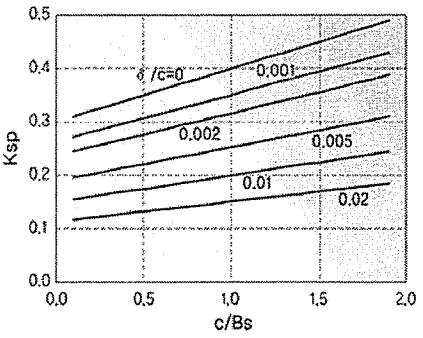
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×56300

= 5,630 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,181	362.6	6.01	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	5,630		15.53	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.76	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 362.6 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \le 0.05$, 강성기초 : $k_r \ge 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 362.6 \times 10 = 1.23 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.23	25.00	20.33	O.K

산운 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P1(지진시)	10	9.5	2.3	4.3	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	56,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 395 + 1,065 = 6,542 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,542 / 2 = 3,271 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

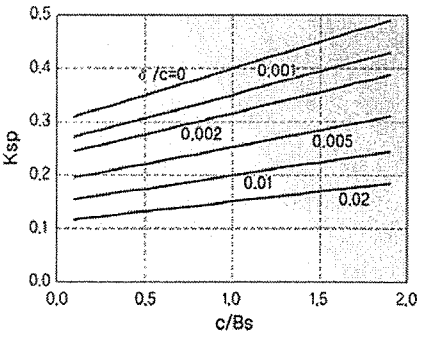
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 56,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 56300$

= 8,445 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,271	576.3	5.68	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	8,445		14.65	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.60	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 576.3 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 576.3 \times 10 = 1.95 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.95	25.00	12.82	O.K

산운 P2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P2(상시)	10	9.5	2.3	3.8	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	10.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	35,200

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 1800 \times 22.65 + 10 \times 3.8 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 16 \times 10 \times 38.51$$

$$= 51,248 + 736 + 2,613 = 54,596 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 54,596 / 3 = 18,199 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

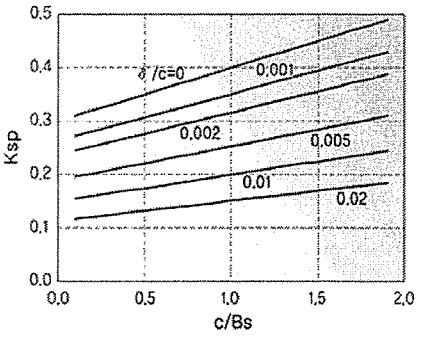
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 35,200 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 0.1×35200

= 3,520 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 세일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 2,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	18,199	412.7	44.10	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,520		8.53	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	2,000		4.85	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 412.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{10,000,000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.0398$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0398로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.95 적용

$$S = 0.95 \times \frac{1 - 0.23^2}{10,000,000} \times 412.7 \times 10 = 0.37 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.37	25.00	67.57	O.K

산운 P2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P2(지진시)	10	9.5	2.3	3.8	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	10.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	35,200

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 1800 \times 22.65 + 10 \times 3.8 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 16 \times 10 \times 38.51$$

$$= 51,248 + 736 + 2,613 = 54,596 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 54,596 / 2 = 27,298 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 35,200 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

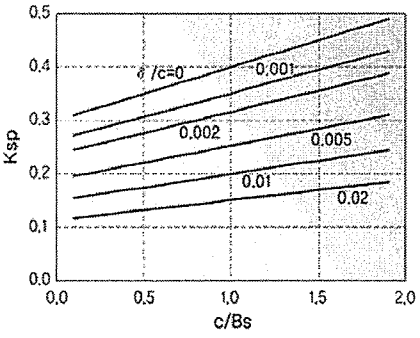
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×35200

= 5,280 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 3,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	27,298	705.1	38.72	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	5,280		7.49	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	3,000		4.25	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 705.1 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{10{,}000{,}000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.0398$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0398로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.95 적용

$$S = 0.95 \times \frac{1 - 0.23^2}{10{,}000{,}000} \times 705.1 \times 10 = 0.63 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.63	25.00	39.68	O.K

산운 P3(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(u) (-)	L/B (-)
산운 P3(상시)	10	9.5	2.3	3.9	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (u)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	39,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 448 + 1,065 = 6,594 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,594 / 3 = 2,198 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 39,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

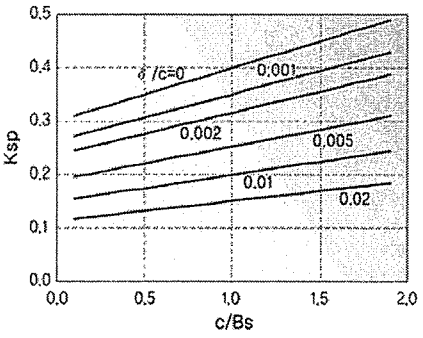
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×39900

= 3,990 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,198	412.7	5.33	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,990		9.67	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.42	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 412.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 412.7 \times 10 = 1.39 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.39	25.00	17.99	O.K

산운 P3(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) ′ (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P3(지진시)	10	9.5	2.3	3.9	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	39,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 448 + 1,065 = 6,594 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,594 / 2 = 3,297 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

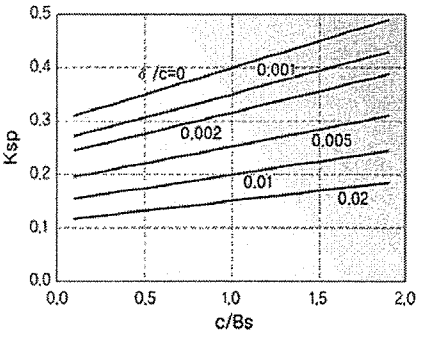
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 39,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 39900$

= 5,985 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,297	705.1	4.68	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	5,985		8.49	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.13	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 705.1 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 705.1 \times 10 = 2.38 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.38	25.00	10.50	O.K

산운 P4(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P4(상시)	10	9.5	2.3	4.1	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 4.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 471 + 1,065 = 6,617 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,617 / 3 = 2,206 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

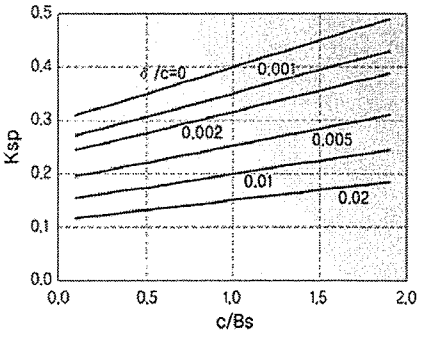
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 21300$

$= 2,130$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,206	412.7	5.34	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,130		5.16	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.42	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 412.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 412.7 \times 10 = 1.39 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.39	25.00	17.99	O.K

산운 P4(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P4(지진시)	10	9.5	2.3	4.1	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 4.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 471 + 1,065 = 6,617 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,617 / 2 = 3,309 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

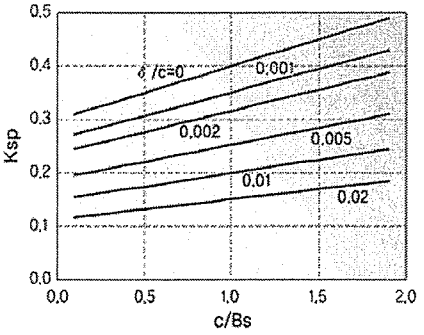
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×21300

= 3,195 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,309	705.1	4.69	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,195		4.53	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.13	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 705.1 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 705.1 \times 10 = 2.38 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.38	25.00	10.50	O.K

산운 P5(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P5(상시)	10	9.5	2.3	4.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 4.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 465 + 1,065 = 6,612 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,612 / 3 = 2,204 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

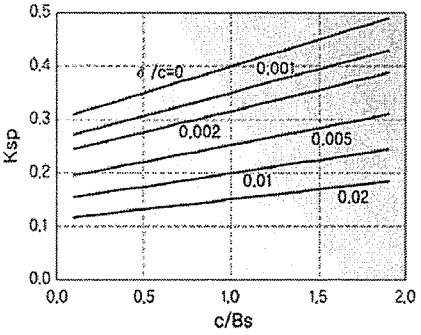
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×21300

= 2,130 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,204	381.5	5.78	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,130		5.58	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.62	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 381.5 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \le 0.05$, 강성기초 : $k_r \ge 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 381.5 \times 10 = 1.29 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.29	25.00	19.38	O.K

산운 P5(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P5(지진시)	10	9.5	2.3	4.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 4.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 465 + 1,065 = 6,612 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,612 / 2 = 3,306 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

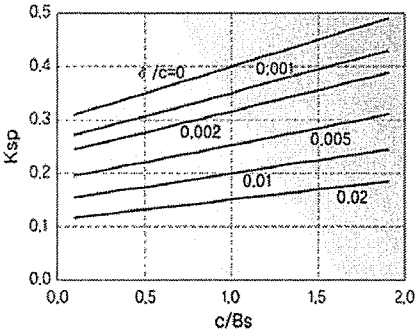
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 1.5×0.1×21300

= 3,195 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,306	353.1	9.36	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,195		9.05	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		4.25	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 353.1 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 353.1 \times 10 = 1.19 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.19	25.00	21.01	O.K

산운 P6(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P6(상시)	9	8.5	2	4.1	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 4.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 424 + 957 = 6,463 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,463 / 3 = 2,154 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

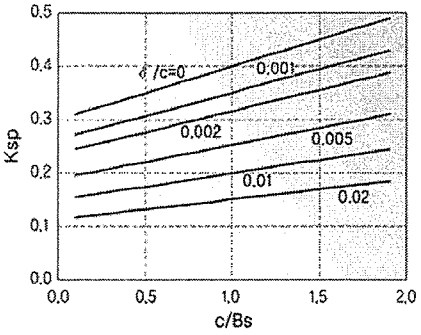
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 21300$

$= 2,130$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,154	329.9	6.53	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,130		6.46	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		3.03	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 329.9 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 329.9 \times 9 = 1 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.00	25.00	25.00	O.K

산운 P6(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
산운 P6(지진시)	9	8.5	2	4.1	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	21,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 4.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 424 + 957 = 6,463 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,463 / 2 = 3,231 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

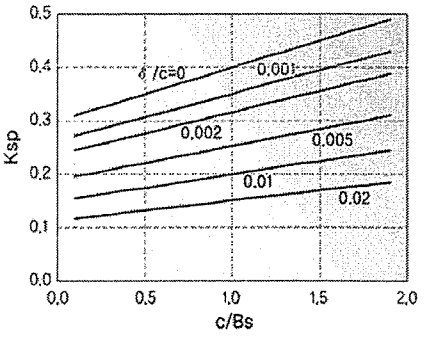
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 21,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 1.5×0.1×21300

= 3,195 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,231	444.6	7.27	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,195		7.19	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		3.37	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 444.6 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 444.6 \times 9 = 1.35 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.35	25.00	18.52	O.K

순호 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P1(상시)	9	8.5	2	3.2	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	23,000

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.2 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.2 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 368 + 957 = 6,406 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,406 / 3 = 2,135 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 23,000 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

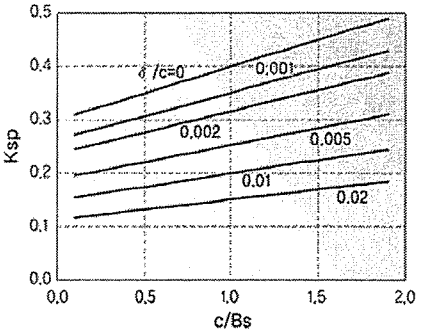
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×23000

= 2,300 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,135	425.6	5.02	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,300		5.40	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.35	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 425.6 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 425.6 \times 9 = 1.29 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.29	25.00	19.38	O.K

순호 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P1(지진시)	9	8.5	2	3.2	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	23,000

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.2 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.2 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 368 + 957 = 6,406 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,406 / 2 = 3,203 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

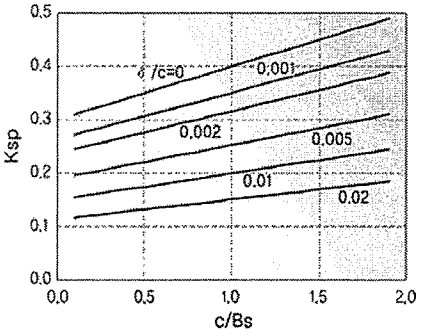
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 23,000 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 1.5×0.1×23000

= 3,450 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,203	664.5	4.82	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,450		5.19	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.26	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 664.5 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 664.5 \times 9 = 2.02 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.02	25.00	12.38	O.K

순호 P2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P2(상시)	9	8.5	2	3.3	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	34,000

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 3.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 303 + 957 = 6,342 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,342 / 3 = 2,114 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 34,000 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

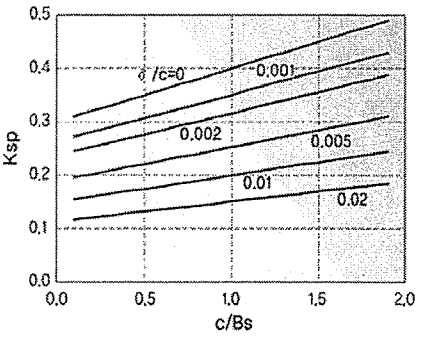
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×34000

= 3,400 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,114	404.9	5.22	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,400		8.40	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.47	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 404.9 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 404.9 \times 9 = 1.23 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.23	25.00	20.33	O.K

순호 P2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P2(지진시)	9	8.5	2	3.3	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	34,000

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 3.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 303 + 957 = 6,342 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,342 / 2 = 3,171 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 34,000 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

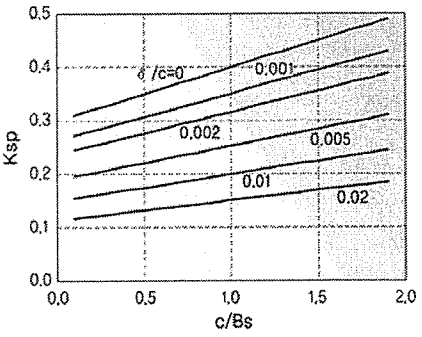
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×34000

= 5,100 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,171	581.8	5.45	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	5,100		8.77	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.58	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 581.8 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 581.8 \times 9 = 1.77 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.77	25.00	14.12	O.K

순호 P3(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P3(상시)	9	8.5	2	3.8	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	25,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 3.8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 393 + 957 = 6,432 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,432 / 3 = 2,144 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

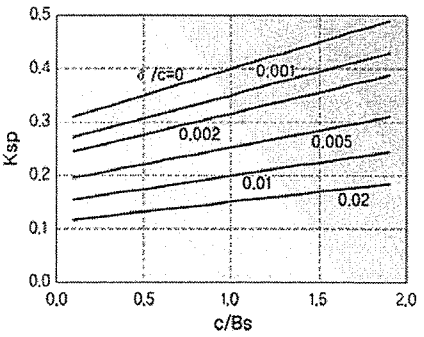
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 25,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 25800$

$= 2,580$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,144	393.3	5.45	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,580		6.56	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.54	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 393.3 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 393.3 \times 9 = 1.2 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.20	25.00	20.83	O.K

순호 P3(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P3(지진시)	9	8.5	2	3.8	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	25,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9 \times 3.8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 393 + 957 = 6,432 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,432 / 2 = 3,216 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

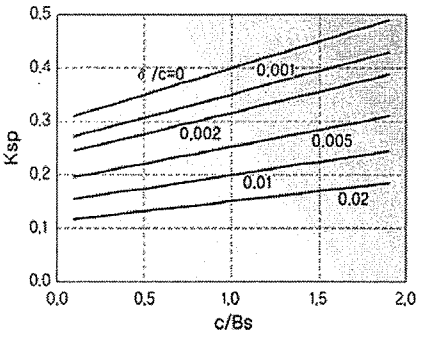
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 25,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 1.5×0.1×25800

= 3,870 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,216	614.8	5.23	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,870		6.29	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.44	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 614.8 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 614.8 \times 9 = 1.87 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.87	25.00	13.37	O.K

순호 P5(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P5(상시)	9	8.5	2	3.8	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 437 + 957 = 6,475 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,475 / 3 = 2,158 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

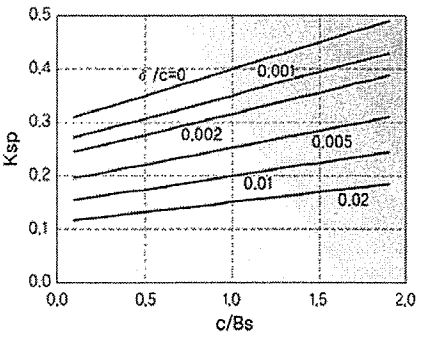
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×14900

= 1,490 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,158	425.6	5.07	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,490		3.50	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.35	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 425.6 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 425.6 \times 9 = 1.29 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.29	25.00	19.38	O.K

순호 P5(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 P5(지진시)	9	8.5	2	3.8	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.8 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 437 + 957 = 6,475 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,475 / 2 = 3,238 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

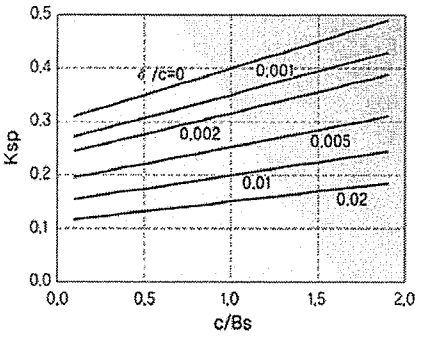
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 14900$

= 2,235 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,238	664.5	4.87	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,235		3.36	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.26	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 664.5 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 664.5 \times 9 = 2.02 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.02	25.00	12.38	O.K

순호 A2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 A2(상시)	5.4	5.6	1.2	2.6	25,000,000	0.18	1.04

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	10.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 5.4 m

D_f = 기초 근입심도 = 2.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.245
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.852

$$Q_{ult} = 1.245 \times 1800 \times 22.65 + 10 \times 2.6 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.852 \times 16 \times 5.4 \times 38.51$$

$$= 50,759 + 503 + 1,417 = 52,679 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 52,679 / 3 = 17,560 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

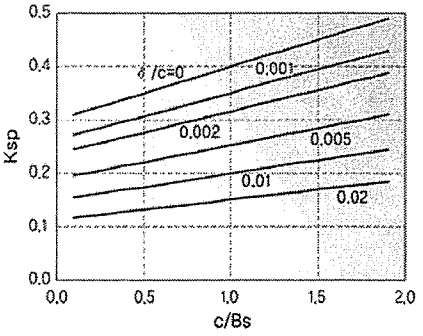
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 5.40 m

$$= \frac{3 + 0.185/5.4}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.101

q_a = 0.101×14900

= 1,505 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 2,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	17,560	474.173	37.03	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,505		3.17	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	2,000		4.22	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 474.173 kPa

B = 기초 폭 = 5.4 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 1.2 m

B = 기초의 폭 = 5.4 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{10{,}000{,}000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{1.2}{5.4} \right)^3$$

= 0.0359

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0359로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.04 이므로, I_s = 1.13 적용

$$S = 1.13 \times \frac{1 - 0.23^2}{10{,}000{,}000} \times 474.17 \times 5.4 = 0.27 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.27	25.00	92.59	O.K

순호 A2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
순호 A2(지진시)	5.4	5.6	1.2	2.6	25,000,000	0.18	1.04

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	10.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 5.4 m

D_f = 기초 근입심도 = 2.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.245
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.852

$$Q_{ult} = 1.245 \times 1800 \times 22.65 + 10 \times 2.6 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.852 \times 16 \times 5.4 \times 38.51$$

$$= 50,759 + 503 + 1,417 = 52,679 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 52,679 / 2 = 26,340 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

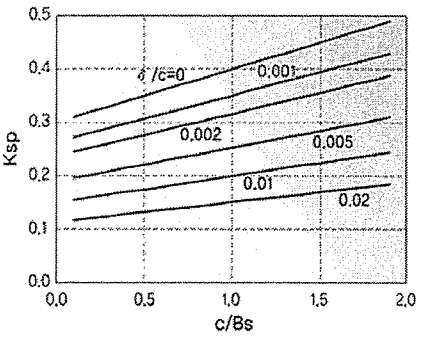
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 5.40 m

$$= \frac{3 + 0.185/5.4}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.101$$

$q_a = 1.5 \times 0.101 \times 14900$

$= 2,257$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 3,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	26,340	487.939	53.98	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,257		4.63	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	3,000		6.15	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 487.939 kPa

B = 기초 폭 = 5.4 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 1.2 m

B = 기초의 폭 = 5.4 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{10{,}000{,}000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{1.2}{5.4} \right)^3$$

= 0.0359

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0359로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.04 이므로, I_s = 1.13 적용

$$S = 1.13 \times \frac{1 - 0.23^2}{10{,}000{,}000} \times 487.94 \times 5.4 = 0.28 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.28	25.00	89.29	O.K

수북 A1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 A1(상시)	6.6	5.6	3.8	4.9	25,000,000	0.18	0.85

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6.6 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.27
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.842

$$Q_{ult} = 1.27 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.842 \times 13 \times 6.6 \times 19.32$$

$$= 5,134 + 450 + 698 = 6,282 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,282 / 3 = 2,094 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

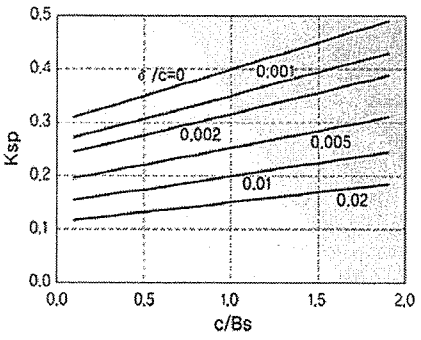
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.60 m

$$= \frac{3 + 0.185/6.6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 14900$

$= 1,490$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,094	558.8	3.75	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,490		2.67	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.79	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 558.8 kPa

B = 기초 폭 = 6.6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 3.8 m

B = 기초의 폭 = 6.6 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

$$= 2.5286$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 2.5286로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.85 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 558.8 \times 6.6 = 1.25 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.25	25.00	20.00	O.K

수북 A1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 A1(지진시)	6.6	5.6	3.8	4.9	25,000,000	0.18	0.85

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 6.6 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.9 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.27
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.842

$$Q_{ult} = 1.27 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 4.9 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.842 \times 13 \times 6.6 \times 19.32$$

$$= 5,134 + 450 + 698 = 6,282 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,282 / 2 = 3,141 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

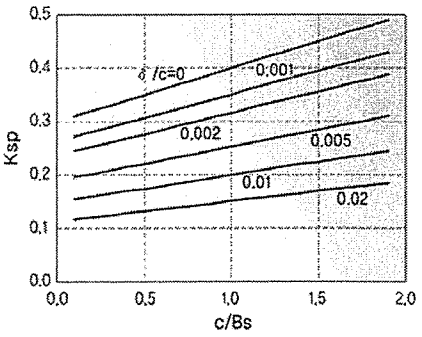
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 6.60 m

$$= \frac{3 + 0.185/6.6}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 1.5×0.1×14900

= 2,235 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,141	642.752	4.89	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,235		3.48	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.33	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 642.752 kPa

B = 기초 폭 = 6.6 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 3.8 m

B = 기초의 폭 = 6.6 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{3.8}{6.6} \right)^3$$

$$= 2.5286$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 2.5286로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.85 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 642.75 \times 6.6 = 1.43 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.43	25.00	17.48	O.K

수북 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 P1(상시)	9	8.5	2	3.5	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 402 + 957 = 6,441 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,441 / 3 = 2,147 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

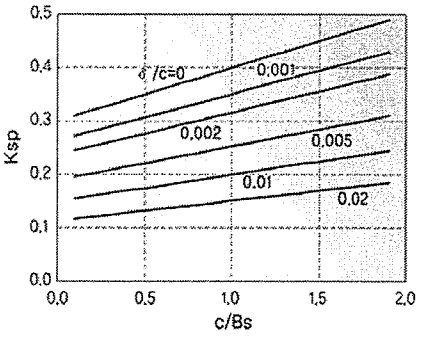
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1

q_a = 0.1×14900

= 1,490 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,147	348.7	6.16	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,490		4.27	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.87	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 348.7 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 348.7 \times 9 = 1.06 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.06	25.00	23.58	O.K

수북 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 P1(지진시)	9	8.5	2	3.5	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	10.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 10.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 10 \times 3.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 402 + 957 = 6,441 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,441 / 2 = 3,220 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

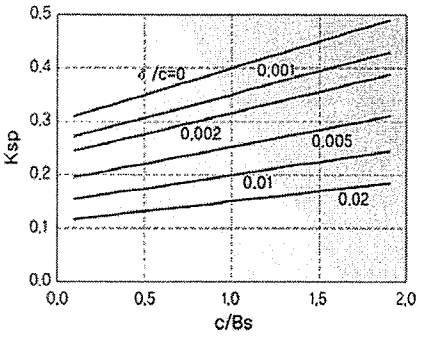
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 14900$

$= 2,235$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,220	522	6.17	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,235		4.28	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.87	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 522 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 522 \times 9 = 1.59 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.59	25.00	15.72	O.K

수북 P2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 P2(상시)	9	8.5	2	3.1	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 3.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 285 + 957 = 6,324 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,324 / 3 = 2,108 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

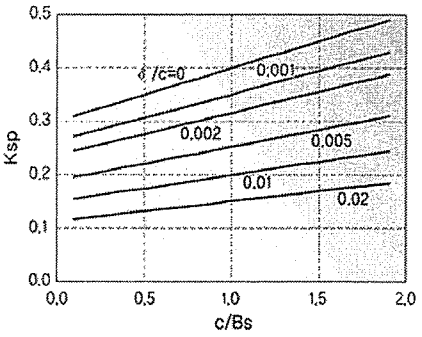
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 14900$

$= 1,490$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,108	348.7	6.04	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,490		4.27	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.87	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 348.7 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 348.7 \times 9 = 1.06 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.06	25.00	23.58	O.K

수북 P2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 P2(지진시)	9	8.5	2	3.1	25,000,000	0.18	0.94

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 3.1 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.847

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 3.1 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.847 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 285 + 957 = 6,324 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,324 / 2 = 3,162 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

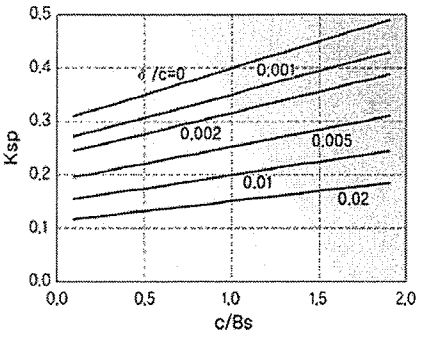
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 14900$

$= 2,235$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,162	522	6.06	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,235		4.28	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.87	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 522 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.1454$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1454로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.94 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 522 \times 9 = 1.59 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.59	25.00	15.72	O.K

수북 A2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 A2(상시)	8.3	5.6	2	4.4	25,000,000	0.18	0.67

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	6.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 6.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 8.3 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.292
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.834

$$Q_{ult} = 1.292 \times 1800 \times 22.65 + 6 \times 4.4 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.834 \times 16 \times 8.3 \times 38.51$$

$$= 52,675 + 511 + 2,133 = 55,319 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 55,319 / 3 = 18,440 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

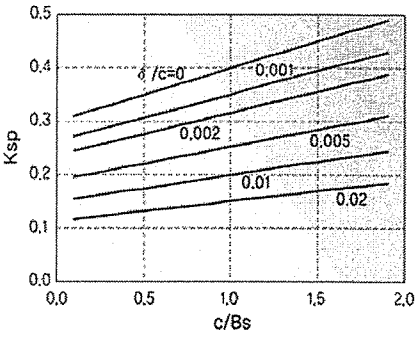
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 8.30 m

$$= \frac{3 + 0.185/8.3}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×14900

= 1,490 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 2,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	18,440	463.6	39.77	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,490		3.21	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	2,000		4.31	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 463.6 kPa

B = 기초 폭 = 8.3 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 8.3 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{10{,}000{,}000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{8.3} \right)^3$$

$$= 0.0457$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0457로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.67 이므로, I_s = 0.95 적용

$$S = 0.95 \times \frac{1 - 0.23^2}{10{,}000{,}000} \times 463.6 \times 8.3 = 0.35 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.35	25.00	71.43	O.K

수북 A2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
수북 A2(지진시)	8.3	5.6	2	4.4	25,000,000	0.18	0.67

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	경 암	6.0	16.0	39	1,800	0.23	10,000,000	14,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+39/2) = 4.4$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{4.4}\times(4.4+1) = 22.65$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{4.4}\times(4.^2-1) = 38.51$

$N_q = N_\phi^2 = 19.36$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 16.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 6.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 1800 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 39 °

B = 기초 폭 = 8.3 m

D_f = 기초 근입심도 = 4.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.292
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.834

$$Q_{ult} = 1.292 \times 1800 \times 22.65 + 6 \times 4.4 \times 19.36 + \frac{1}{2} \times 0.834 \times 16 \times 8.3 \times 38.51$$

$$= 52,675 + 511 + 2,133 = 55,319 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 55,319 / 2 = 27,659 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 14,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

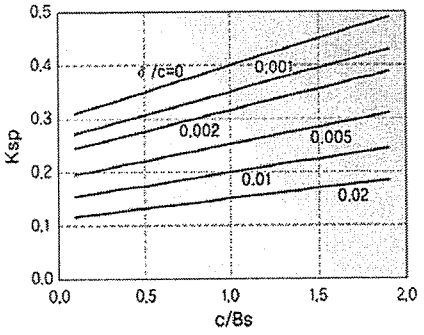
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 8.30 m

$$= \frac{3 + 0.185/8.3}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×14900

= 2,235 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 퇴적암 ,(중간 경질의 신선한 암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 3,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	27,659	738.692	37.44	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,235		3.03	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	3,000		4.06	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 738.692 kPa

B = 기초 폭 = 8.3 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.23

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 10,000,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.23

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 8.3 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{10,000,000} \left(\frac{1 - 0.23^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{8.3} \right)^3$$

$$= 0.0457$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.0457로 연성기초의 값을 갖는 것으로 나타남

따라서, 연성기초의 영향계수 중 평균값을 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.67 이므로, I_s = 0.95 적용

$$S = 0.95 \times \frac{1 - 0.23^2}{10,000,000} \times 738.69 \times 8.3 = 0.55 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	0.55	25.00	45.45	O.K

파전제1 P2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(u) (-)	L/B (-)
파전제1 P2(상시)	9	9	2.3	7.6	25,000,000	0.18	1.00

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 7.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip	Rectangular		Sqare	Circular	설계적용
	(L/B > 6)	(L/B = 2)	(L/B = 5)			
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.25
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.85

$$Q_{ult} = 1.25 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 7.6 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.85 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,053 + 699 + 961 = 6,712 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,712 / 3 = 2,237 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

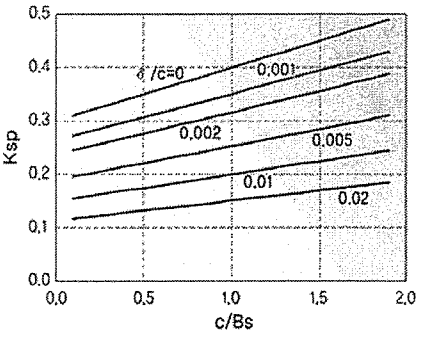
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$= 0.1$



q_a = 0.1×15800

= 1,580 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,237	551.8	4.05	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,580		2.86	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.81	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 551.8 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.2211$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.2211로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.00 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 551.8 \times 9 = 1.68 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.68	25.00	14.88	O.K

파전제1 P2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P2(지진시	9	9	2.3	7.6	25,000,000	0.18	1.00

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 9 m

D_f = 기초 근입심도 = 7.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.25
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.85

$$Q_{ult} = 1.25 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 7.6 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.85 \times 13 \times 9 \times 19.32$$

$$= 5,053 + 699 + 961 = 6,712 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,712 / 2 = 3,356 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

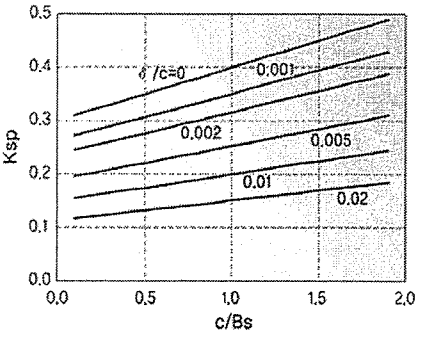
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 9.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/9}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1



q_a = 1.5×0.1×15800

= 2,370 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,356	969.8	3.46	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,370		2.44	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		1.55	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 969.8 kPa

B = 기초 폭 = 9 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 9.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{9.0} \right)^3$$

$$= 0.2211$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.2211로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.00 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 969.8 \times 9 = 2.95 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.95	25.00	8.47	O.K

파전제1 P3(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P3(상시)	8.5	8.5	2.3	8.0	25,000,000	0.18	1.00

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 8.5 m

D_f = 기초 근입심도 = 8.0 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.25
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.85

$$Q_{ult} = 1.25 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.85 \times 13 \times 8.5 \times 19.32$$

$$= 5,053 + 873 + 907 = 6,834 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,834 / 3 = 2,278 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

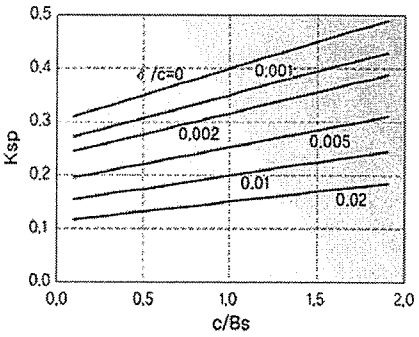
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 8.50 m

$$= \frac{3 + 0.185/8.5}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 15800$

$= 1,580$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,278	555.1	4.10	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,580		2.85	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.80	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 555.1 kPa

B = 기초 폭 = 8.5 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 8.5 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{8.5} \right)^3$$

$$= 0.2625$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.2625로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.00 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 555.1 \times 8.5 = 1.59 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.59	25.00	15.72	O.K

파전제1 P3(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
라전제1 P3(지진시	8.5	8.5	2.3	8.0	25,000,000	0.18	1.00

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 8.5 m

D_f = 기초 근입심도 = 8.0 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.25
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.85

$$Q_{ult} = 1.25 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 8 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.85 \times 13 \times 8.5 \times 19.32$$

$$= 5,053 + 873 + 907 = 6,834 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,834 / 2 = 3,417 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

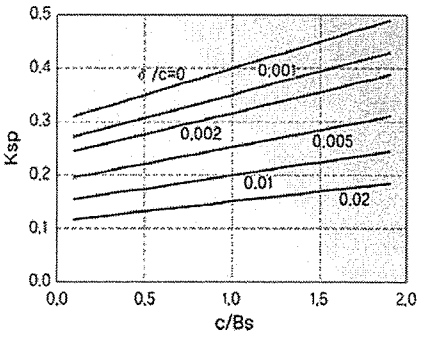
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 8.50 m

$$= \frac{3 + 0.185/8.5}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$= 0.1$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 15800$

$= 2,370$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,417	827.7	4.13	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,370		2.86	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		1.81	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 827.7 kPa

B = 기초 폭 = 8.5 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 8.5 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{8.5} \right)^3$$

$$= 0.2625$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.2625로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.00 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 827.7 \times 8.5 = 2.38 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.38	25.00	10.50	O.K

파전제1 P5(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P5(상시)	10	9.5	2.3	9.4	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 9.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 9.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 1,026 + 1,065 = 7,172 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 7,172 / 3 = 2,391 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

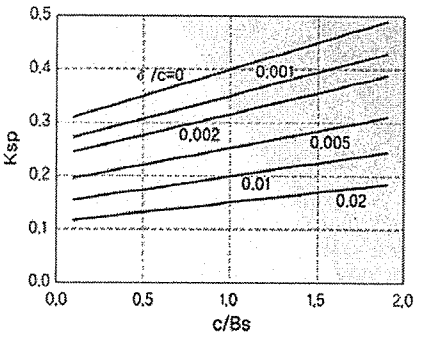
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 15800$

= 1,580 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,391	504.8	4.74	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,580		3.13	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.98	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 504.8 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 504.8 \times 10 = 1.71 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.71	25.00	14.62	O.K

파전제1 P5(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P5(지진시	10	9.5	2.3	9.4	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 9.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 9.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 1,026 + 1,065 = 7,172 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 7,172 / 2 = 3,586 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

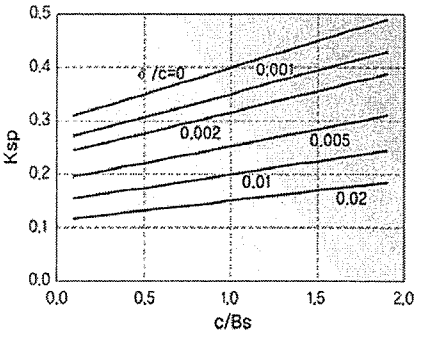
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

= 0.1



q_a = 1.5×0.1×15800

= 2,370 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,586	486.8	7.37	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,370		4.87	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		3.08	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 486.8 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 486.8 \times 10 = 1.64 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.64	25.00	15.24	O.K

파전제1 P6(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P6(상시)	10	9.5	2.2	7.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 7.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 7.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 819 + 1,065 = 6,965 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,965 / 3 = 2,322 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

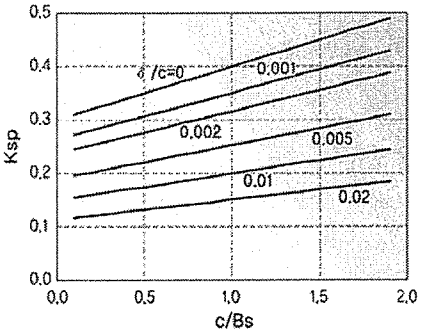
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 15800$

$= 1,580$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,322	447.4	5.19	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,580		3.53	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.24	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 447.4 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3$$ (연성기초 : $k_r \leq 0.05$, 강성기초 : $k_r \geq 10.0$)

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.2 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25,000,000}{2,400,000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.2}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1411$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1411로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2,400,000} \times 447.4 \times 10 = 1.51 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.51	25.00	16.56	O.K

파전제1 P6(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제1 P6(지진시	10	9.5	2.2	7.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	9.5	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 9.5 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 7.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 9.5 \times 7.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 819 + 1,065 = 6,965 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,965 / 2 = 3,483 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

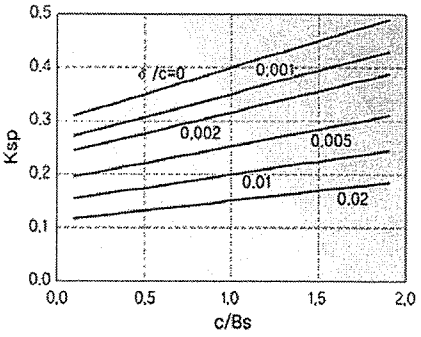
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 15800$

= 2,370 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암(셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,483	729.9	4.77	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,370		3.25	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.06	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 729.9 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.2 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.2}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1411$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1411로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 729.9 \times 10 = 2.47 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.47	25.00	10.12	O.K

파전제2 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제2 P1(상시)	10	9.5	2.3	6.3	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 6.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 6.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 579 + 1,065 = 6,725 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,725 / 3 = 2,242 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

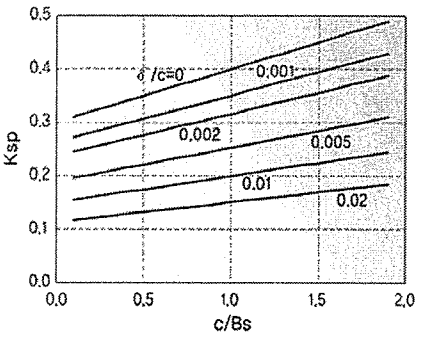
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×15800

= 1,580 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,242	424.7	5.28	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,580		3.72	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.35	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 424.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 424.7 \times 10 = 1.44 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.44	25.00	17.36	O.K

파전제2 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
라전제2 P1(지진시	10	9.5	2.3	6.3	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	15,800

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 6.3 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 6.3 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 579 + 1,065 = 6,725 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,725 / 2 = 3,363 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

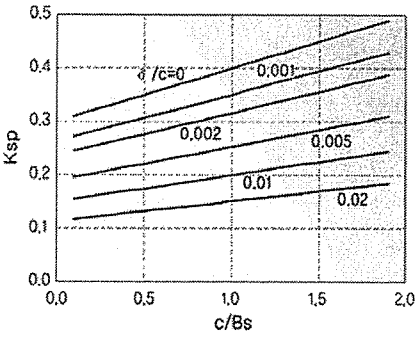
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 15,800 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 15800$

= 2,370 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,363	681.5	4.93	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,370		3.48	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.20	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 681.5 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 681.5 \times 10 = 2.3 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.30	25.00	10.87	O.K

파전제2 P2(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제2 P2(상시)	10	9.5	2.3	5.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	17,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 506 + 1,065 = 6,652 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,652 / 3 = 2,217 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 17,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

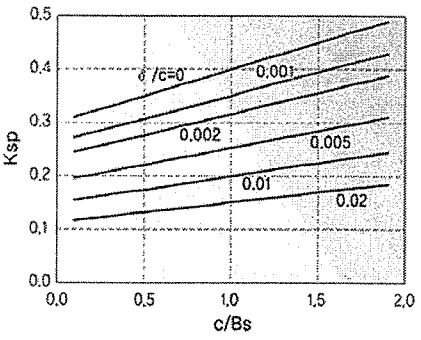
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×17900

= 1,790 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,217	437	5.07	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	1,790		4.10	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.29	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 437 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 437 \times 10 = 1.48 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.48	25.00	16.89	O.K

파전제2 P2(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
라전제2 P2(지진시	10	9.5	2.3	5.5	25,000,000	0.18	0.95

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	17,900

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.5 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.257
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.848

$$Q_{ult} = 1.257 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.5 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.848 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 5,081 + 506 + 1,065 = 6,652 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,652 / 2 = 3,326 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 17,900 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

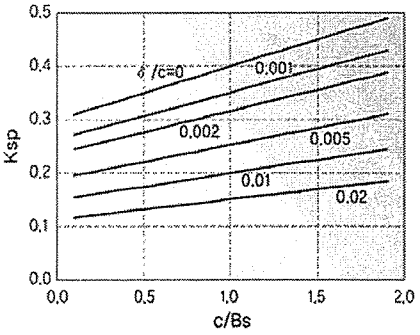
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×17900

= 2,685 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,326	509.5	6.53	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,685		5.27	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.94	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 509.5 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.3 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.3}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.1612$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1612로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 0.95 이므로, I_s = 0.88 적용

$$S = 0.88 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 509.5 \times 10 = 1.72 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.72	25.00	14.53	O.K

파전제3 P1(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제3 P1(상시)	10	13	2	5.4	25,000,000	0.18	1.30

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	20,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.211
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.865

$$Q_{ult} = 1.211 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.865 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 4,895 + 496 + 1,086 = 6,478 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,478 / 3 = 2,159 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 20,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

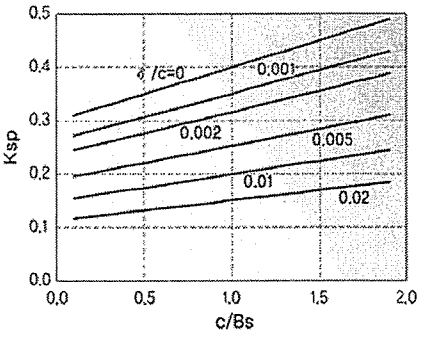
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 0.1×20300

= 2,030 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,159	430.7	5.01	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,030		4.71	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		2.32	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 430.7 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초 : } k_r \le 0.05,\ \text{강성기초 : } k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.106$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.106로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.30 이므로, I_s = 1.04 적용

$$S = 1.04 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 430.7 \times 10 = 1.72 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	1.72	25.00	14.53	O.K

파전제3 P1(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
라전제3 P1(지진시	10	13	2	5.4	25,000,000	0.18	1.30

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	20,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.4 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.211
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.865

$$Q_{ult} = 1.211 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.4 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.865 \times 13 \times 10 \times 19.32$$

$$= 4,895 + 496 + 1,086 = 6,478 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,478 / 2 = 3,239 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 20,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

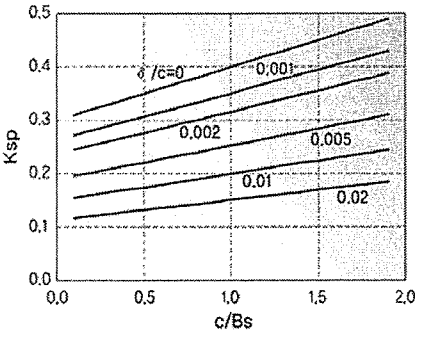
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.00 m

$$= \frac{3 + 0.185/10}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$= 0.1$



$q_a = 1.5 \times 0.1 \times 20300$

= 3,045 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,239	501.2	6.46	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,045		6.08	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.99	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 501.2 kPa

B = 기초 폭 = 10 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.0 m

B = 기초의 폭 = 10.0 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.0}{10.0} \right)^3$$

$$= 0.106$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.106로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.30 이므로, I_s = 1.04 적용

$$S = 1.04 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 501.2 \times 10 = 2 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.00	25.00	12.50	O.K

파전제3 P6(상시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(u) (-)	L/B (-)
파전제3 P6(상시)	10.5	12.1	2.5	5.6	25,000,000	0.18	1.15

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (u)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	20,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(\xi^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10.5 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.23
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.858

$$Q_{ult} = 1.23 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.6 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.858 \times 13 \times 10.5 \times 19.32$$

$$= 4,972 + 515 + 1,131 = 6,618 \text{ kPa}$$

$$\therefore Q_a = 6,618 / 3 = 2,206 \text{ kPa}$$

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

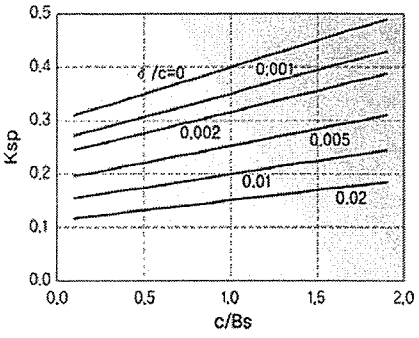
2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 20,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$



여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.50 m

$$= \frac{3 + 0.185/10.5}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$

$q_a = 0.1 \times 20300$

$= 2,030$ kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,000 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	2,206	581	3.80	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	2,030		3.49	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,000		1.72	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 581 kPa

B = 기초 폭 = 10.5 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.5 m

B = 기초의 폭 = 10.5 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.5}{10.5} \right)^3$$

$$= 0.1788$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1788로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.15 이므로, I_s = 1.02 적용

$$S = 1.02 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 581 \times 10.5 = 2.39 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.39	25.00	10.46	O.K

파전제3 P6(지진시)

1. 기초 제원 및 암반물성

1.1 기초 제원

구 분	폭(B) (m)	길이(L) (m)	두께(t) (m)	근입심도(D_f) (m)	탄성계수(E) (kPa)	포아송 비(υ) (-)	L/B (-)
파전제3 P6(지진시	10.5	12.1	2.5	5.6	25,000,000	0.18	1.15

1.2 암반 물성

구 분	암 종	근입부 단위중량 (kN/m^3)	기초저면 단위중량 (kN/m^3)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	포아송 비 (υ)	탄성계수 (kPa)	일축압축강도 (kPa)
	연 암	8.0	13.0	33	250	0.28	2,400,000	20,300

2. 암반상 직접기초의 지지력 검토

2.1 이론식에 의한 방법

2.1.1 Bell 식에 의한 방법 (Foundation on Rock, Duncan C. Wyllie)

$$Q_{ult} = C_{f1} \times c \times N_c + \gamma_2 \times D_f \times N_q + \frac{1}{2} \times C_{f2} \times \gamma_1 \times B \times N_\gamma$$

여기서, $N_\phi = \tan^2(45+\phi/2) = \tan^2(45+33/2) = 3.39$

$N_c = 2\times\sqrt{N_\phi}\times(N_\phi+1) = 2\times\sqrt{3.39}\times(3.39+1) = 16.17$

$N_\gamma = \sqrt{N_\phi}\times(N_\phi^2-1) = \sqrt{3.39}\times(3.39^2-1) = 19.32$

$N_q = N_\phi^2 = 11.49$

γ_1 = 기초저면 단위중량 = 13.0 kN/m^3

γ_2 = 근입부 단위중량 = 8.0 kN/m^3

c = 기초저면 점착력 = 250 kPa

ϕ = 기초저면 내부마찰각 = 33 °

B = 기초 폭 = 10.5 m

D_f = 기초 근입심도 = 5.6 m

C_{f1}, C_{f2} = 기초의 형상에 따라 결정되는 계수

기초형식 / 형상계수	Strip (L/B > 6)	Rectangular (L/B = 2)	Rectangular (L/B = 5)	Sqare	Circular	설계적용
C_{f1}	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20	1.23
C_{f2}	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70	0.858

$$Q_{ult} = 1.23 \times 250 \times 16.17 + 8 \times 5.6 \times 11.49 + \frac{1}{2} \times 0.858 \times 13 \times 10.5 \times 19.32$$

$$= 4,972 + 515 + 1,131 = 6,618 \text{ kPa}$$

$\therefore Q_a = 6,618 / 2 = 3,309$ kPa

2.2 현장시험 방법에 의한 방법

2.2.1 일축압축강도에 의한 방법 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-81)

$q_a = K_{sp} \times q_u$ (지진시 또는 폭풍우시에는 허용지지력을 1.5배까지 증가시킬 수 있다.)

여기서, q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도 = 20,300 kPa

K_{sp} = 무차원의 지지력계수

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \times \sqrt{1+300(t_d/s_d)}}$$

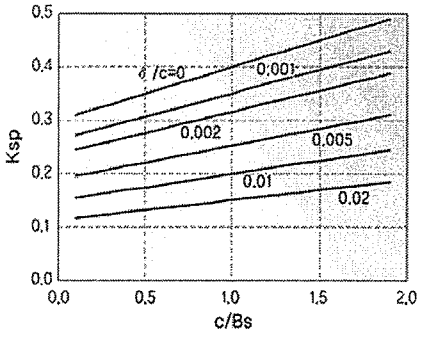
여기서, s_d = 불연속면 간격 (c) = 0.19 m

t_d = 불연속면 틈새 (δ) = 0.01 m

D = 기초 폭 (B) = 10.50 m

$$= \frac{3 + 0.185/10.5}{10 \times \sqrt{1+300(0.005/0.185)}}$$

$$= 0.1$$



q_a = 1.5×0.1×20300

= 3,045 kPa

2.3 관련문헌에 의한 지지력 산정

(2009, 구조물기초설계기준, p218)

지 지 층	현장 연경도 상태	허용지지력 (kN/m²)	
		범 위	추 천 값
괴상의 결정질 화강암, 변성암 : 화강암, 섬록암, 현무암, 완전히 고결된 역암	경질의 신선한 암	6,000~10,000	8,000
엽리성의 변성암 : 슬레이트, 편암	중간 경질의 신선한 암	3,000~4,000	3,500
퇴적암 : 시멘트화된 경질의 셰일, 실트암, 사암, 동공이 없는 석회암	중간 경질의 신선한 암	1,500~2,500	2,000
풍화되거나 파쇄된 모암, 이질암 (셰일)이외의 모든 암, RQD<25	연 암	800~1,200	1,000
컴팩션 셰일(compaction shale)이나 신선한 이질암	연 암	800~1,200	1,000

지지층은 주상도상 풍화되거나 파쇄된 모암 ,(연암) 로 분류되므로,

문헌값에 의한 직접기초의 지지력은 1,500 kPa

2.4 지지력 검토결과

산 정 방 법		허용 지지력 (kPa)	구조물 반력 (kPa)	안 전 도	검 토 결 과
이론식에 의한 방법	Bell	3,309	584.7	5.66	O.K
현장시험에 의한 방법	일축압축강도	3,045		5.21	O.K
관련문헌에 의한 방법	구조물기초설계기준	1,500		2.57	O.K

3. 암반상 직접기초의 침하량 검토

3.1 탄성이론에 기초한 즉시침하량 산정

3.1.1 Hoek의 법칙 (2007, 호남고속철도 설계지침(노반편), pp.9-54)

$$S = I_s \times \frac{1 - \upsilon_s^2}{E_s} \times q \times B$$

여기서, q = 평균 하중강도 = 584.7 kPa

B = 기초 폭 = 10.5 m

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_s = 암반의 포아송 비 = 0.28

I_s = 탄성침하의 영향계수

◇ 연성기초와 강성기초의 구별을 위해 등분포하중하의 구형기초에 대하여 상대강성도 Kr을 산정.(NAVFAC DM-7.1)

$$k_r = \frac{4}{3} \times \frac{E_r}{E_s} \left(\frac{1 - \upsilon_s^2}{1 - \upsilon_r^2} \right) \times \left(\frac{t}{B} \right)^3 \quad (\text{연성기초} : k_r \le 0.05,\ \text{강성기초} : k_r \ge 10.0)$$

여기서, E_r = 기초의 탄성계수 = 25,000,000 kPa

E_s = 암반의 탄성계수 = 2,400,000 kPa

υ_r = 기초의 포아송비 = 0.18

υ_s = 암반의 포아송비 = 0.28

t = 기초의 두께 = 2.5 m

B = 기초의 폭 = 10.5 m

$$= \frac{4}{3} \times \frac{25{,}000{,}000}{2{,}400{,}000} \left(\frac{1 - 0.28^2}{1 - 0.18^2} \right) \times \left(\frac{2.5}{10.5} \right)^3$$

$$= 0.1788$$

∴ 기초와 암반 사이의 상대강성도 계산결과 0.1788로 강성기초와 연성기초의 사이값을 갖는 것으로 나타남

그러나, 기초 아래 지반은 균등한 침하를 일으키는 것으로 가정하고 강성기초의 영향계수 적용

구 분		강성기초	연 성 기 초			
			평 균	중 심 점	외변중심	모 서 리
원형기초		0.785	0.848	1.000	0.637	-
정방형기초		0.880	0.950	1.120	0.760	0.560
구형기초	L/B = 2.0	1.120	1.300	1.530	1.120	0.760
	L/B = 5.0	1.600	1.820	2.100	1.680	1.050
	L/B = 10.0	2.000	2.240	2.560	2.100	1.280

L/B = 1.15 이므로, I_s = 1.02 적용

$$S = 1.02 \times \frac{1 - 0.28^2}{2{,}400{,}000} \times 584.7 \times 10.5 = 2.4 \text{ mm}$$

3.2 침하량 검토결과

구 분		침 하 량 (mm)	허용 침하량 (mm)	안 전 도	검 토 결 과
탄성이론에 의한 방법	Hoek	2.40	25.00	10.42	O.K

11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대)

탑리제2 A2 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A2 ■ 조사공번: NBB-43

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서, σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²)= 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 8 / 0.609 = 13.1

감소율(μ) = L/d − n = 13.1 − 85 = 0.0 %감소

여기서, n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot$ (1−감소율) = 140000 x 0.01315 x 1.00

= *1841.0* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	3.3		19.0	15	183.4	11	6.272	137.98
	2층	CL	1.0	100	18.0	12	223.7	8	1.901	95.05
	3층	CL	1.0	260	17.5	31	241.5	21	1.901	95.05
	4층	CL	1.0	620	7.5	50	254.0	50	1.901	95.05
	5층	WR	1.7		10.0	50	266.2	50	3.231	161.55
	6층									
계			8.0				266.2		15.2	584.7

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력(Q_{ns}) 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

1) 일본건설성 고시기준(호남고속철도 설계지침 2007)

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi =$ *584.7* kN ; 표①,

말뚝시공법	선단지지력 산정법	말뚝선단부의 조건	비 고
타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
시멘트풀 주입공법	Qp = 200NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤50	
선굴착 최종타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
선굴착 최종경타공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
선굴착 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
속파기 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	

Qp = qd x Ap = 200 x 50 x 0.2875 = 2,875 kN

Qs = ∑As x fi = 584.7 kN ; 표①

Qu = Qp + Qs = 2,875 + 584.7 = 3,460 kN

Qa = 1153.2 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 1729.8 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

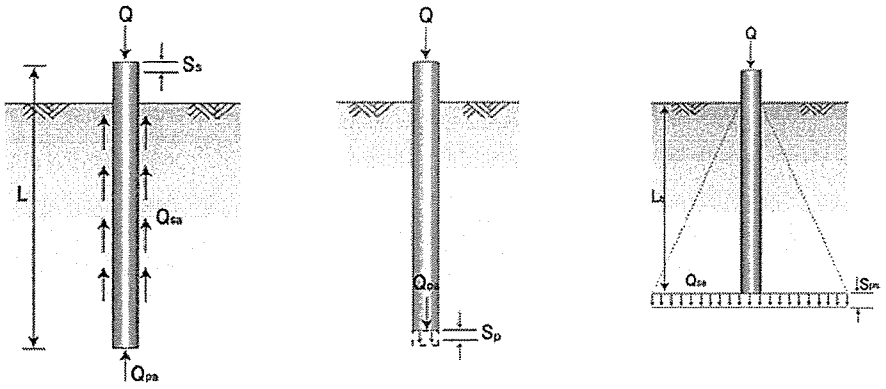
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	호남고철 설계지침		
탑리제2 A2	SDA	상시	1841.0	1153.2	890	1153.2
			OK	OK		
		지진	1841.0	1729.8	1274	1729.8
			OK	OK		

탑리제2 A2 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A2 ■ 조사공번: NBB-43

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (739.60 + 0.67 \times 150.40) \times \frac{8.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 2.51 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 890.0 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.83

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 890.0 x 0.831 = 739.6 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

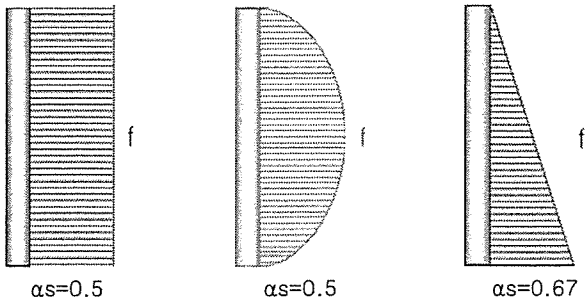
= 890.0 x (1- 0.831)= 150.4 kN

L : 말뚝의 길이 = 8.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 739.60}{0.605 \times 9{,}913.79} = 4.932 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 958.333 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.136 \times 150.400}{8.000 \times 9{,}913.790} = 0.258 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(8 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1361

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 8.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.506 + 4.932 + 0.25 = 7.70 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

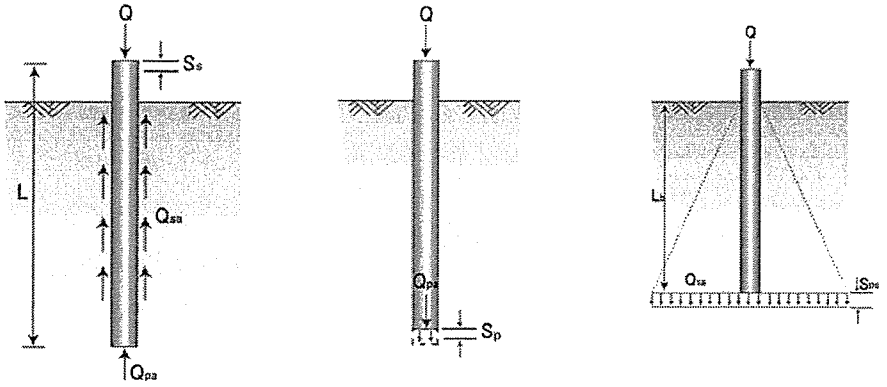
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제2 A2	SDA	7.70 mm	25.0 mm	OK

탑리제2 A2 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A2 ■ 조사공번: NBB-43

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (1{,}058.50 + 0.67 \times 215.30) \times \frac{8.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.59 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 1273.7 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.83

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 1273.7 x 0.831 = 1058.5 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

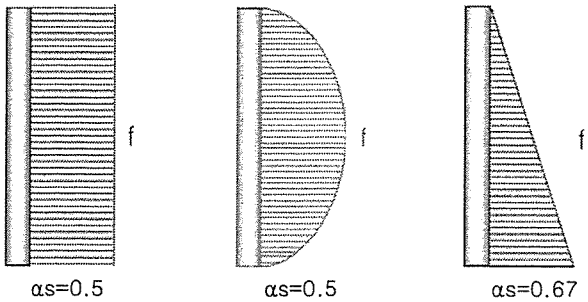
= 1273.7 x (1- 0.831)= 215.3 kN

L : 말뚝의 길이 = 8.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 1{,}058.50}{0.605 \times 9{,}913.79} = 7.059 \text{ mm}$$

흙의 종류	타입 말뚝	굴착 말뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 2 을 적용함)

⇒ qb = 2 ·Qpa / Ap = 2 x 1,437.500 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.136 \times 215.300}{8.000 \times 9{,}913.790} = 0.369 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(8 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1361

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 8.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 3.587 + 7.059 + 0.36 = 11.02 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제2 A2	SDA	11.02 ㎜	25.0 ㎜	OK

파전제2 A1 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A1 ■ 조사공번: NBB-71

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²)= 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 9 / 0.609 = 14.8

감소율(μ) = L/d − n = 14.8 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 140000 x 0.01315 x 1.00

= ***1841.0*** kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	2.6		19.0	15	176.7	11	4.942	108.72
	2층	SM	2.9		18.0	12	227.5	8	5.512	88.19
	3층	SM	2.0		8.0	25	261.6	16	3.801	121.63
	4층	WR	1.5		10.0	50	277.1	50	2.851	142.55
	5층									
	6층									
계			9.0				277.1		17.1	461.1

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력(Q_{ns}) 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

1) 일본건설성 고시기준(호남고속철도 설계지침 2007)

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi =$ *461.1* kN ; 표①,

말뚝시공법	선단지지력 산정법	말뚝선단부의 조건	비 고
타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
시멘트풀 주입공법	Qp = 200NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤50	
선굴착 최종타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
선굴착 최종경타공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
선굴착 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
속파기 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	

Qp = qd x Ap = 200 x 50 x 0.2875 = 2,875 kN

Qs = ∑As x fi = 461.1 kN ; 표①

Qu = Qp + Qs = 2,875 + 461.1 = 3,336 kN

Qa = 1112.0 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 1668.0 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

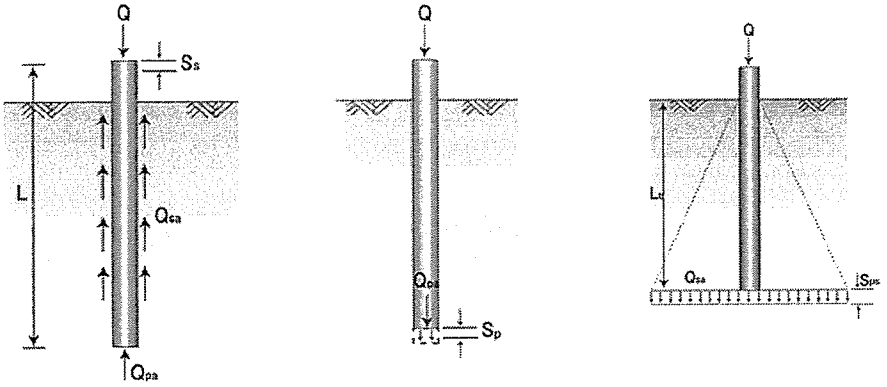
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	호남고철 설계지침		
파전제2 A1	SDA	상시	1841.0	1112.0	884	1112.0
			OK	OK		
		지진	1841.0	1668.0	1257	1668.0
			OK	OK		

파전제2 A1 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A1 ■ 조사공번: NBB-71

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (761.80 + 0.67 \times 122.20) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 2.83 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 883.9 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.86

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 883.9 x 0.8618 = 761.8 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

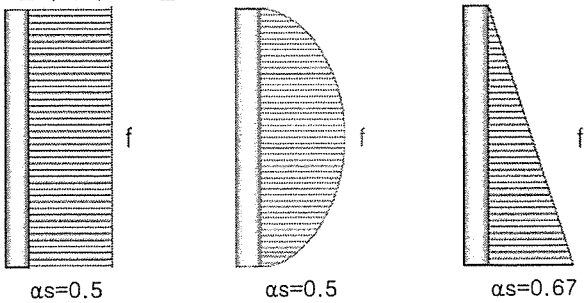
= 883.9 x (1- 0.8618)= 122.2 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 761.80}{0.605 \times 9{,}913.79} = 5.080 \text{ mm}$$

흙의 종류	타입 말뚝	굴착 말뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 958.333 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 122.200}{9.000 \times 9{,}913.790} = 0.191 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.83 + 5.08 + 0.191 = 8.10 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

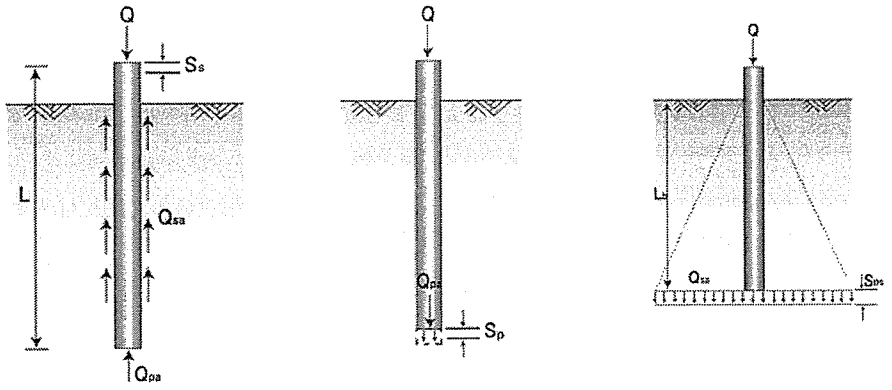
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제2 A1	SDA	8.10 mm	25.0 mm	OK

파전제2 A1 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A1 ■ 조사공번: NBB-71

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (1{,}083.30 + 0.67 \times 173.70) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 4.03 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 1257.1 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.86

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 1257.1 x 0.8618 = 1083.3 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

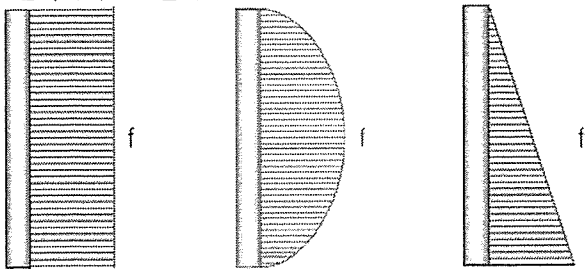
= 1257.1 x (1- 0.8618)= 173.7 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



αs=0.5 αs=0.5 αs=0.67

3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 1{,}083.30}{0.605 \times 9{,}913.79} = 7.225 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 2 을 적용함)

⇒ qb = 2 ·Qpa / Ap = 2 x 1,437.500 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 173.700}{9.000 \times 9{,}913.790} = 0.271 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 4.025 + 7.225 + 0.27 = 11.52 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제2 A1	SDA	11.52 mm	25.0 mm	OK

파전제3 A2 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A2 ■ 조사공번: 0

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²)= 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 12 / 0.609 = 19.7

감소율(μ) = L/d − n = 19.7 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 140000 x 0.01315 x 1.00

= ***1841.0*** kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_v (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	5.1		19.0	15	200.5	11	9.693	213.25
	2층	SM	3.0		18.0	36	275.9	23	5.702	262.29
	3층	SM	2.3		8.0	36	312.1	21	4.372	183.62
	4층	WR	1.6		10.0	50	329.3	50	3.041	152.05
	5층									
	6층									
계			12.0				329.3		22.8	811.2

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_v에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_v)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_v > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력(Q_{ns}) 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

1) 일본건설성 고시기준(호남고속철도 설계지침 2007)

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = *811.2* kN ; 표①,

말뚝시공법	선단지지력 산정법	말뚝선단부의 조건	비 고
타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
시멘트풀 주입공법	Qp = 200NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤50	
선굴착 최종타격공법	Qp = 300NAp	N은 말뚝선단부의 평균 N치, N≤60	
선굴착 최종경타공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
선굴착 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	
속파기 확대근고공법	Qp = 250NAp	N은 1D~4D 단부의 평균치, N≤60	

Qp = qd x Ap = 200 x 50 x 0.2875 = 2,875 kN

Qs = ∑As x fi = 811.2 kN ; 표①

Qu = Qp + Qs = 2,875 + 811.2 = 3,686 kN

Qa = 1228.7 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 1843.1 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

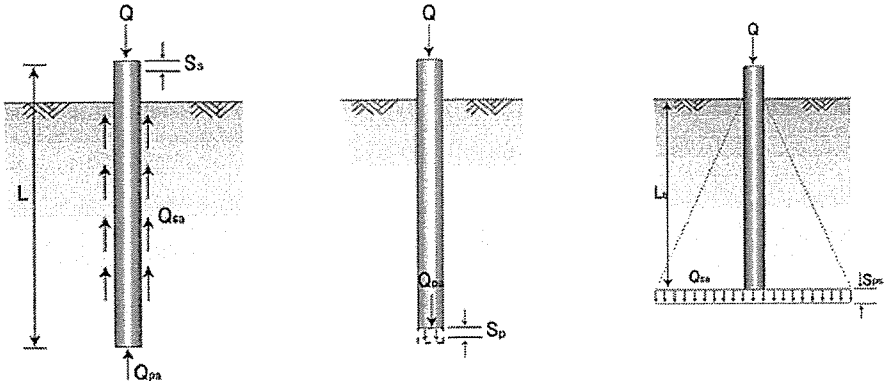
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	호남고철 설계지침		
파전제3 A2	SDA	상시	1841.0	1228.7	811	1228.7
			OK	OK		
		지진	1841.0	1843.1	838	1841.0
			OK	OK		

파전제3 A2 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A2 ■ 조사공번: 0

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (632.80 + 0.67 \times 178.50) \times \frac{12.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.37 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 811.3 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.78

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 811.3 x 0.7799 = 632.8 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

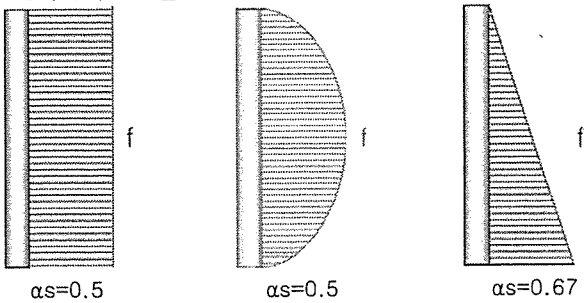
= 811.3 x (1- 0.7799)= 178.5 kN

L : 말뚝의 길이 = 12.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



αs=0.5 αs=0.5 αs=0.67

3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 632.80}{0.605 \times 9{,}913.79} = 4.220 \text{ mm}$$

흙의 종류	타입 말뚝	굴착 말뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 958.333 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.148 \times 178.500}{12.000 \times 9{,}913.790} = 0.222 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(12 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1478

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 12.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 3.366 + 4.22 + 0.222 = 7.81 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

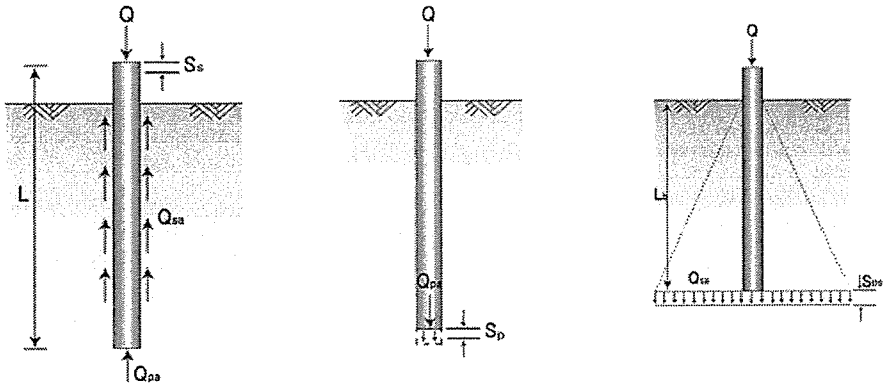
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제3 A2	SDA	7.81 mm	25.0 mm	OK

파전제3 A2 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A2 ■ 조사공번: 0

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (653.70 + 0.67 \times 184.40) \times \frac{12.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.48 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 838.1 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.78

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 838.1 x 0.7799 = 653.7 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

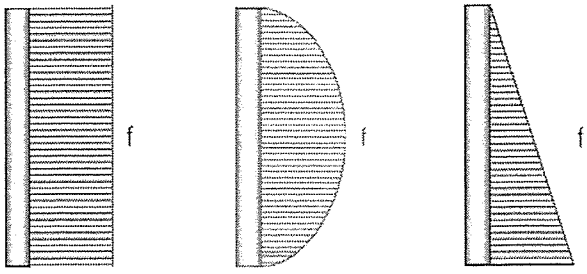
= 838.1 x (1- 0.7799)= 184.4 kN

L : 말뚝의 길이 = 12.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 653.70}{0.605 \times 9{,}913.79} = 4.360 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 2 을 적용함)

⇒ qb = 2 ·Qpa / Ap = 2 x 1,437.500 / 0.29 = 9913.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.148 \times 184.400}{12.000 \times 9{,}913.790} = 0.229 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(12 / 0.605)}) \times 0.09$

$= 0.1478$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 12.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 3.477 + 4.36 + 0.229 = 8.07 mm

2. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제3 A2	SDA	8.07 mm	25.0 mm	OK

11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연·경암)

탑리제2 A1 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A1 ■ 조사공번: NBB-38

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 11 / 0.609 = 18.1

감소율(μ) = L/d − n = 18.1 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
매립층	1층									
	2층									
	3층									
충적층	1층	SM	4.5		19.0	15	194.8	11	8.553	188.17
	2층	SM	2.0		18.0	20	255.5	13	3.801	98.83
	3층	SM	1.0	0	8.0	4	277.5	2	1.901	
	4층	SM	2.0		8.0	27	289.5	17	3.801	129.23
	5층	WR	1.0		10.0	50	302.5	50	1.901	95.05
	선단	SR	0.5	−						
계			11.0				302.5		20.0	511.3

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m²)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m²) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m²)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m²)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = *511.3* kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고, 암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m²

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = – (d ≤ 3.4)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (14800) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 6192.4 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 14,800 kN / m²

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m²

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m²

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 6192.4 + 511.3 = 6703.65281 kN

Qa = 2234.6 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3351.8 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

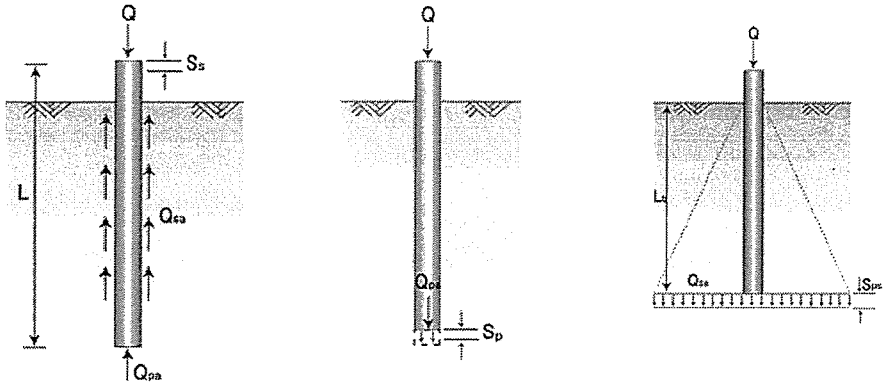
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
탑리제2 A1	SDA	상시	1735.8	2234.6	862	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3351.8	937	1735.8
			OK	OK		

탑리제2 A1 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A1 ■ 조사공번: NBB-38

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (796.50 + 0.67 \times 65.80) \times \frac{11.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.45 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 862.3 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.92

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 862.3 x 0.9237 = 796.5 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

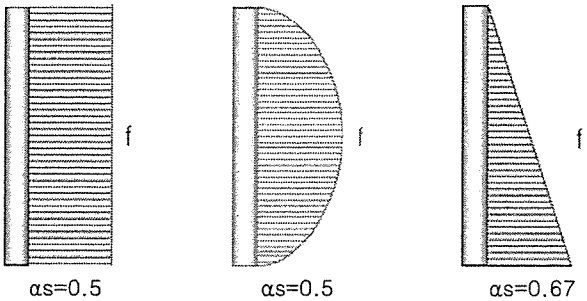
= 862.3 x (1- 0.9237)= 65.8 kN

L : 말뚝의 길이 = 11.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 796.50}{0.605 \times 64{,}059.07} = 0.822 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,192.377 / 0.29 = 64059.07 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.145 \times 65.800}{11.000 \times 64{,}059.070} = 0.014 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(11 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1451

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 11.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 3.447 + 0.822 + 0.01 = 4.28 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

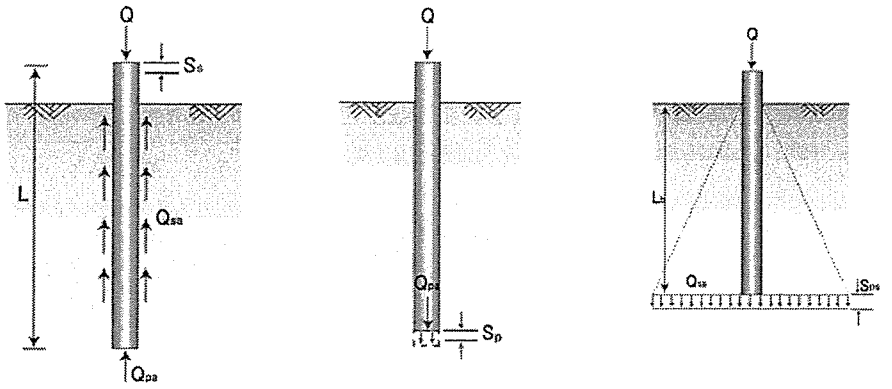
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제2 A1	SDA	4.28 mm	25.0 mm	OK

탑리제2 A1 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제2 A1 ■ 조사공번: NBB-38

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (865.90 + 0.67 \times 71.50) \times \frac{11.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.75 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 937.4 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.92

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 937.4 x 0.9237 = 865.9 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

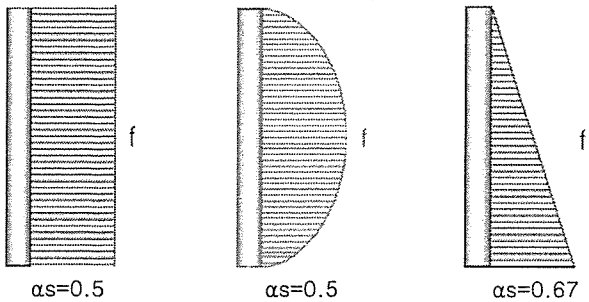
= 937.4 x (1- 0.9237)= 71.5 kN

L : 말뚝의 길이 = 11.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 865.90}{0.605 \times 64{,}059.07} = 0.894 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,192.377 / 0.29 = 64059.07 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.145 \times 71.500}{11.000 \times 64{,}059.070} = 0.015 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(11 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1451

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 11.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 3.747 + 0.894 + 0.015 = 4.66 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제2 A1	SDA	4.66 mm	25.0 mm	OK

탑리제4 A1 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A1 ■ 조사공번: NBB-46

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 9 / 0.609 = 14.8

감소율(μ) = L/d − n = 14.8 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도- 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	2.3		19.0	15	173.9	12	4.372	104.93
	2층	CL	1.4	70	17.5	9	208.0	6	2.661	93.14
	3층	CL	1.7	60	7.5	7	226.6	5	3.231	96.93
	4층	SC	2.0		8.0	11	241.0	7	3.801	53.21
	5층	WR	0.5		10.0	50	251.5	50	0.950	47.50
	선단	SR	1.1	-						
계			9.0				251.5		15.0	395.7

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m²)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m²) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m²)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m²)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = 395.7 kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고, 암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m²

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = – (d ≤ 3.4)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (13700) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 5957.8 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 13,700 kN / m²

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m²

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m²

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 5957.8 + 395.7 = 6353.51909 kN

Qa = 2117.8 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3176.8 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

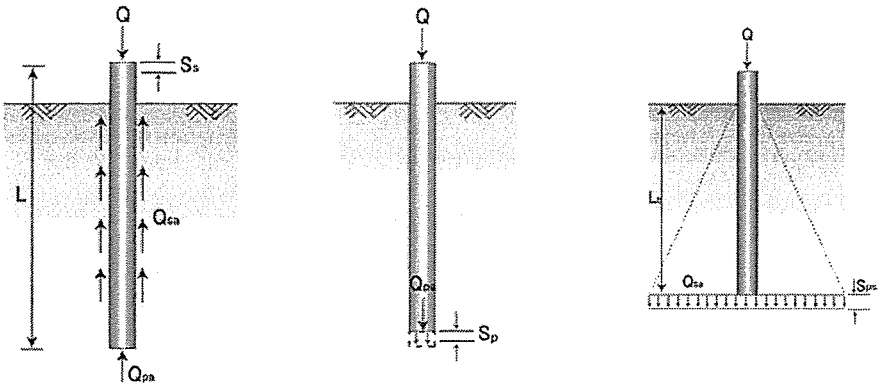
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
탑리제4 A1	SDA	상시	1735.8	2117.8	974	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3176.8	1261	1735.8
			OK	OK		

탑리제4 A1 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A1 ■ 조사공번: NBB-46

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (913.60 + 0.67 \times 60.70) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.20 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 974.3 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 974.3 x 0.9377 = 913.6 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

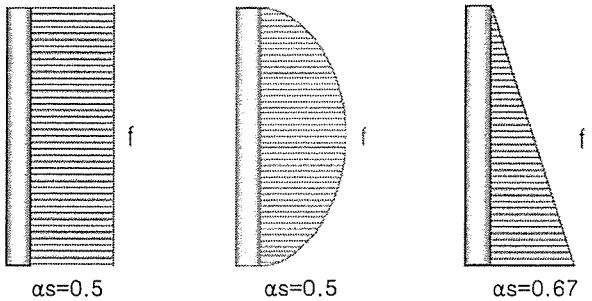
= 974.3 x (1- 0.9377)= 60.7 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 913.60}{0.605 \times 61{,}632.54} = 0.980 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 5,957.812 / 0.29 = 61632.54 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 60.700}{9.000 \times 61{,}632.540} = 0.015 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 3.202 + 0.98 + 0.015 = 4.20 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

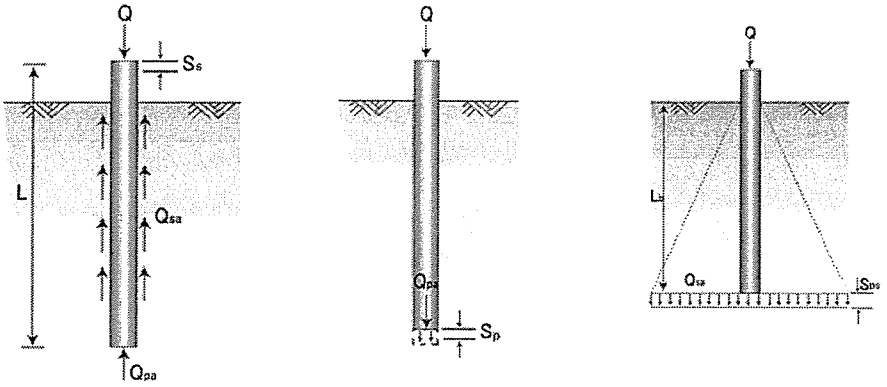
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제4 A1	SDA	4.20 mm	25.0 mm	OK

탑리제4 A1 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A1 ■ 조사공번: NBB-46

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (1{,}182.50 + 0.67 \times 78.50) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 4.14 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 1261.1 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 1261.1 x 0.9377 = 1182.5 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

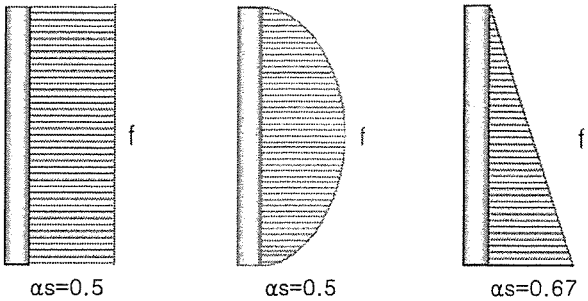
= 1261.1 x (1- 0.9377)= 78.5 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 1{,}182.50}{0.605 \times 61{,}632.54} = 1.269 \text{ mm}$$

흙의 종류	타입 말뚝	굴착 말뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 5,957.812 / 0.29 = 61632.54 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 78.500}{9.000 \times 61{,}632.540} = 0.02 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 4.144 + 1.269 + 0.02 **5.43** mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제4 A1	SDA	5.43 mm	25.0 mm	OK

탑리제4 A2 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A2 ■ 조사공번: NBB-47

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 6.5 / 0.609 = 10.7

감소율(μ) = L/d - n = 10.7 - 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도- 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 - 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
매립층	1층									
	2층									
	3층									
점성토층	1층	SM	1.7		19.0	15	168.2	12	3.231	77.54
	2층	GP	0.6		19.0	7	190.0	5	1.140	11.40
	3층	CL	1.3	60	17.5	8	207.1	5	2.471	74.13
	4층	CL	1.1	70	7.5	9	222.6	6	2.091	73.19
	5층	WR	1.4		10.0	50	233.7	50	2.661	133.05
	선단	SR	0.4	-						
계			6.5				233.7		11.6	369.3

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m²)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m²) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m²)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m²)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = *369.3* kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고, 암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m²

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, d = 1 + 0.4 · L_s / D = – (d ≤ 3.4)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (13700) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 5957.8 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 13,700 kN / m²

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m²

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m²

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 5957.8 + 369.3 = 6327.12109 kN

Qa = 2109.0 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3163.6 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

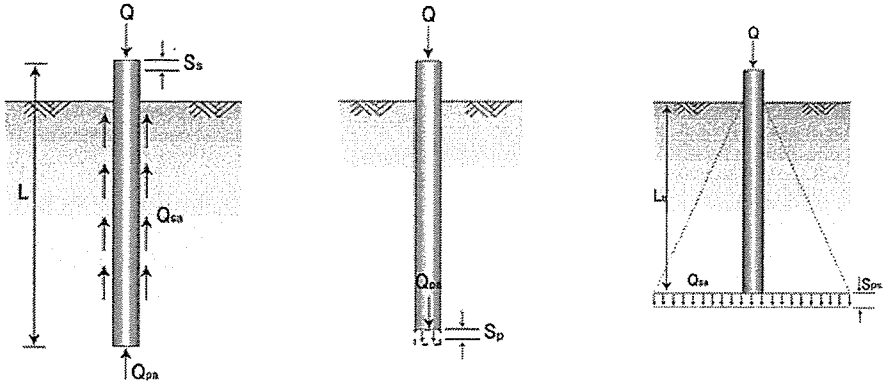
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
탑리제4 A2	SDA	상시	1735.8	2109.0	978	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3163.6	865	1735.8
			OK	OK		

탑리제4 A2 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A2 ■ 조사공번: NBB-47

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (921.20 + 0.67 \times 57.10) \times \frac{6.5}{0.01315 \times 204000000}$$

= 2.33 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 978.3 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 978.3 x 0.9416 = 921.2 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

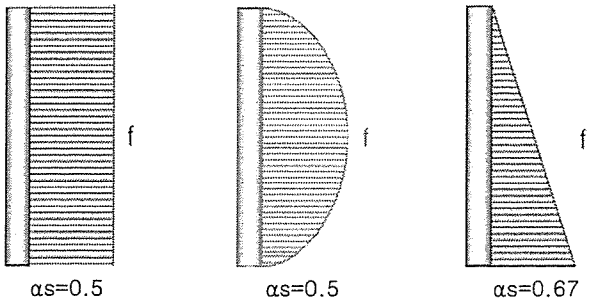
= 978.3 x (1- 0.9416)= 57.1 kN

L : 말뚝의 길이 = 6.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 921.20}{0.605 \times 61{,}632.54} = 0.988 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 5,957.812 / 0.29 = 61632.54 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.131 \times 57.100}{6.500 \times 61{,}632.540} = 0.019 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(6.5 / 0.605)}) \times 0.09$

$= 0.1309$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 6.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.325 + 0.988 + 0.01 = 3.33 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

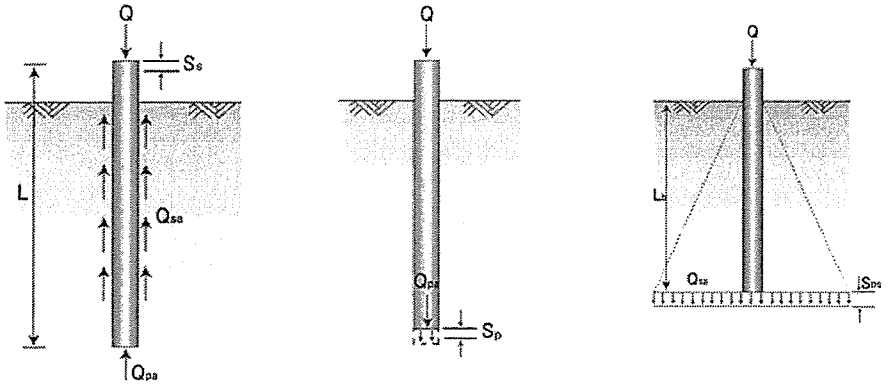
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제4 A2	SDA	3.33 mm	25.0 mm	OK

탑리제4 A2 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 탑리제4 A2 ■ 조사공번: NBB-47

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (814.40 + 0.67 \times 50.50) \times \frac{6.5}{0.01315 \times 204000000}$$

= 2.06 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 864.9 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 864.9 x 0.9416 = 814.4 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

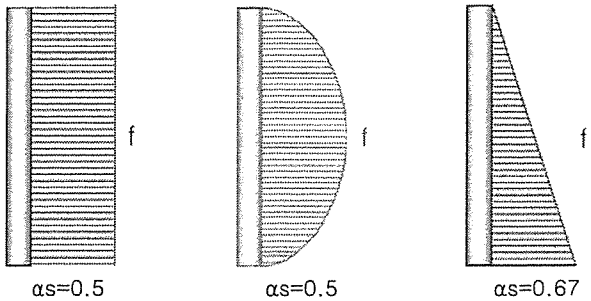
= 864.9 x (1- 0.9416)= 50.5 kN

L : 말뚝의 길이 = 6.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 814.40}{0.605 \times 61{,}632.54} = 0.874 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 5,957.812 / 0.29 = 61632.54 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.131 \times 50.500}{6.500 \times 61{,}632.540} = 0.017 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(6.5 / 0.605)}) \times 0.09$

$= 0.1309$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 6.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 2.055 + 0.874 + 0.01 = 2.95 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
탑리제4 A2	SDA	2.95 mm	25.0 mm	OK

파전제1 A1 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A1 ■ 조사공번: NBB-63

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서, σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 9 / 0.609 = 14.8

감소율(μ) = L/d − n = 14.8 − 85 = 0.0 %감소

여기서, n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	2.5		19.0	15	175.8	11	4.752	104.54
	2층	SM	2.7	0	8.0	3	210.3	2	5.132	
	3층	GP	1.2		9.0	30	226.5	21	2.281	95.80
	4층	WR	0.2		10.0	50	232.9	50	0.380	19.00
	5층									
	선단	SR	2.4	-						
계			9.0				232.9		12.5	219.3

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m²)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m²) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m²)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m²)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi =$ *219.3* kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고,
암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m²

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = – (d ≤ 3.4)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (15800) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 6398.2 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 15,800 kN / m²

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m²

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m²

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 6398.2 + 219.3 = 6617.50549 kN

Qa = 2205.8 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3308.8 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

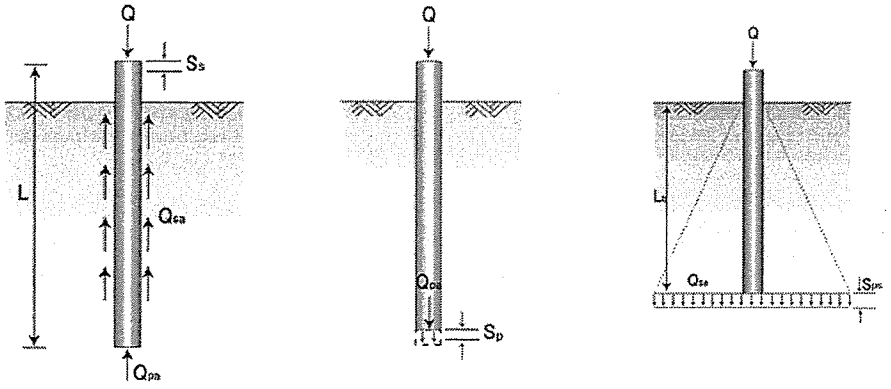
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
파전제1 A1	SDA	상시	1735.8	2205.8	774	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3308.8	1121	1735.8
			OK	OK		

파전제1 A1 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A1 ■ 조사공번: NBB-63

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (747.90 + 0.67 \times 25.60) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

$$= 2.57 \quad mm$$

여기서, 연직말뚝 반력 : 773.6 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.97

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 773.6 x 0.9669 = 747.9 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

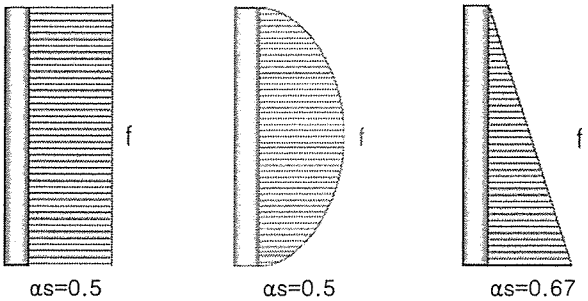
= 773.6 x (1- 0.9669)= 25.6 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 747.90}{0.605 \times 66{,}187.86} = 0.747 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,398.159 / 0.29 = 66187.86 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 25.600}{9.000 \times 66{,}187.860} = 0.006 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.567 + 0.747 + 0.00 = 3.32 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

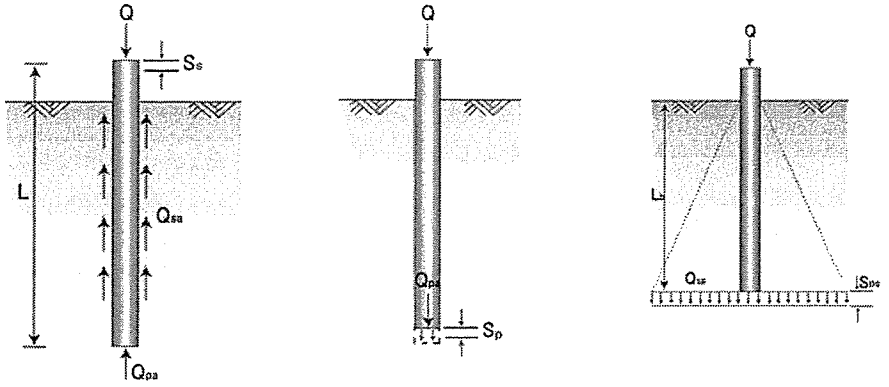
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제1 A1	SDA	3.32 mm	25.0 mm	OK

파전제1 A1 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A1 ■ 조사공번: NBB-63

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (1{,}083.50 + 0.67 \times 37.10) \times \frac{9.0}{0.01315 \times 204000000}$$

$$= 3.72 \quad mm$$

여기서, 연직말뚝 반력 : 1120.6 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.97

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 1120.6 x 0.9669 = 1083.5 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

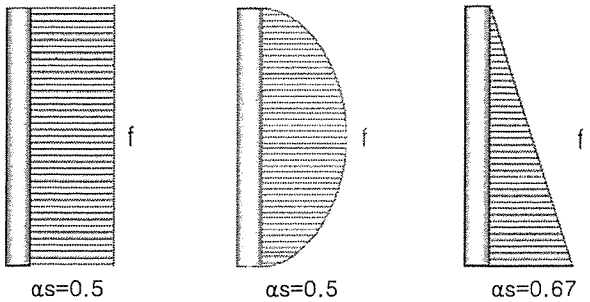
= 1120.6 x (1- 0.9669)= 37.1 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



αs=0.5 αs=0.5 αs=0.67

3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 1{,}083.50}{0.605 \times 66{,}187.86} = 1.082 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,398.159 / 0.29 = 66187.86 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.139 \times 37.100}{9.000 \times 66{,}187.860} = 0.009 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1392

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 3.718 + 1.082 + 0.00 4.81 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제1 A1	SDA	4.81 mm	25.0 mm	OK

파전제1 A2 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A2 ■ 조사공번: 0

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서, σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 10 / 0.609 = 16.4

감소율(μ) = L/d − n = 16.4 − 85 = 0.0 %감소

여기서, n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot$ (1−감소율) = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	2.4		19.0	15	174.8	12	4.562	109.49
	2층	SM	2.6		18.0	6	221.0	4	4.942	39.54
	3층	SM	2.6		8.0	13	254.8	8	4.942	79.07
	4층	SM	1.1		9.5	46	270.4	30	2.091	104.55
	5층	WR	1.1		10.0	50	281.2	50	2.091	104.55
	선단	SR	0.2	-						
계			10.0				281.2		18.6	437.2

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = *437.2* kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고,
암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m^2

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = – ($d \le 3.4$)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (15800) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 6398.2 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 15,800 kN / m^2

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m^2

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m^2

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 6398.2 + 437.2 = 6835.35549 kN

Qa = 2278.5 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3417.7 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

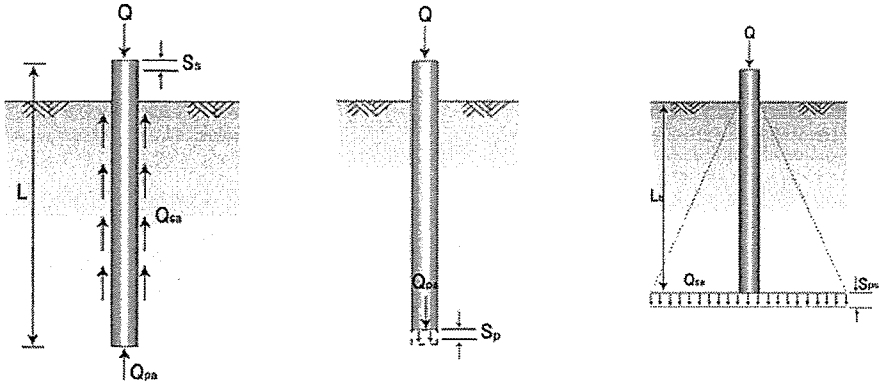
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
파전제1 A2	SDA	상시	1735.8	2278.5	631	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3417.7	702	1735.8
			OK	OK		

파전제1 A2 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A2 ■ 조사공번: 0

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (590.30 + 0.67 \times 40.30) \times \frac{10.0}{0.01315 \times 204000000}$$

= 2.30 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 630.7 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 630.7 x 0.936 = 590.3 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

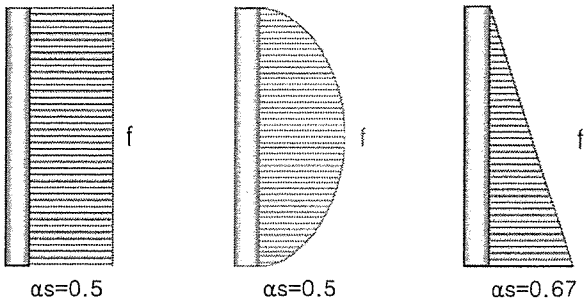
= 630.7 x (1- 0.936)= 40.3 kN

L : 말뚝의 길이 = 10.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 590.30}{0.605 \times 66{,}187.86} = 0.590 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,398.159 / 0.29 = 66187.86 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.142 \times 40.300}{10.000 \times 66{,}187.860} = 0.009 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(10 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1422

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 10.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.301 + 0.59 + 0.009 2.90 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

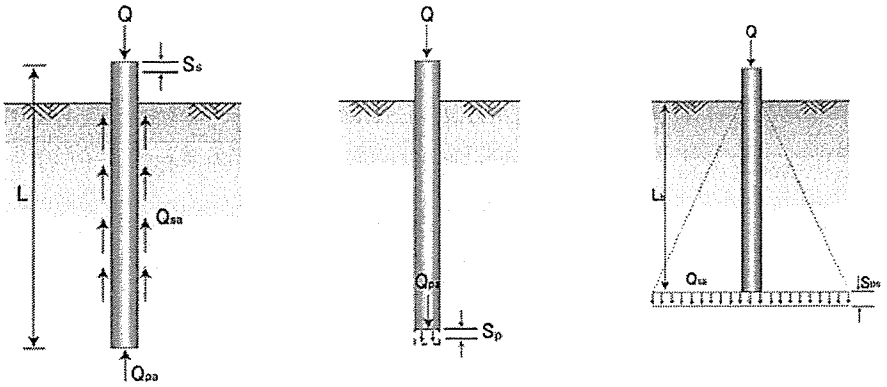
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제1 A2	SDA	2.90 mm	25.0 mm	OK

파전제1 A2 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제1 A2 ■ 조사공번: 0

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (656.70 + 0.67 \times 44.90) \times \frac{10.0}{0.01315 \times 204000000}$$

$$= 2.56 \quad mm$$

여기서, 연직말뚝 반력 : 701.6 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 701.6 x 0.936 = 656.7 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

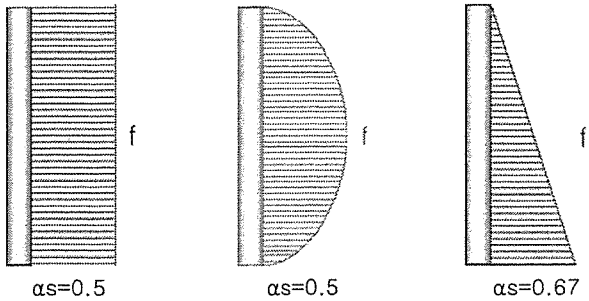
= 701.6 x (1- 0.936)= 44.9 kN

L : 말뚝의 길이 = 10.0 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 656.70}{0.605 \times 66{,}187.86} = 0.656 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 6,398.159 / 0.29 = 66187.86 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.142 \times 44.900}{10.000 \times 66{,}187.860} = 0.01 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(10 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1422

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 10.0 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 2.56 + 0.656 + 0.01 3.23 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제1 A2	SDA	3.23 mm	25.0 mm	OK

파전제2 A2 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A2 ■ 조사공번: NBB-73

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 9.5 / 0.609 = 15.6

감소율(μ) = L/d − n = 15.6 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도- 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
평균말뚝	1층									
	2층									
	3층									
말뚝선단	1층	SM	3.6		19.0	15	186.2	11	6.842	150.52
	2층	SM	0.6		18.0	14	225.8	10	1.140	22.80
	3층	SM	2.3		18.0	15	251.9	10	4.372	87.44
	4층	SM	1.7		8.0	27	279.4	17	3.231	109.85
	5층	WR	1.0		10.0	50	291.2	50	1.901	95.05
	선단	SR	0.3	-						
계			9.5				291.2		17.5	465.7

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi$ = *465.7* kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고, 암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x – x – x –) x –

= – kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = – kN / m^2

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = –

S_d : 불연속면 간격(m) = –

t_d : 불연속면 폭 (m) = –

D : 말뚝지름(m) = –

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = – ($d \le 3.4$)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = – m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = – + – = – kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (33000) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 9246.6 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 33,000 kN / m^2

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m^2

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m^2

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 9246.6 + 465.7 = 9712.29817 kN

Qa = 3237.4 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 4856.1 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

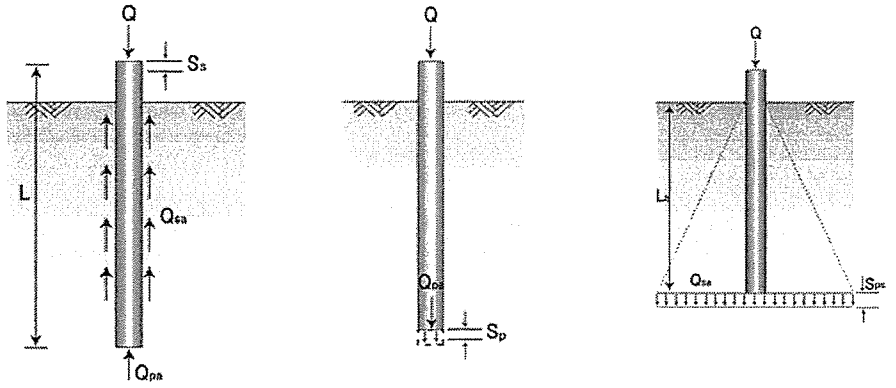
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
파전제2 A2	SDA	상시	1735.8	3237.4	860	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	4856.1	939	1735.8
			OK	OK		

파전제2 A2 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A2 ■ 조사공번: NBB-73

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (818.90 + 0.67 \times 41.20) \times \frac{9.5}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.00 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 860.2 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.95

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 860.2 x 0.9521 = 818.9 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

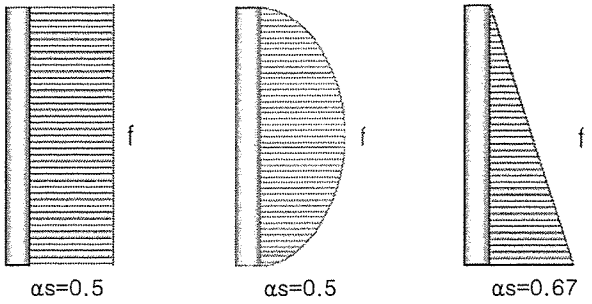
= 860.2 x (1- 0.9521)= 41.2 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 818.90}{0.605 \times 95{,}654.79} = 0.566 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 9,246.630 / 0.29 = 95654.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.141 \times 41.200}{9.500 \times 95{,}654.790} = 0.006 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9.5 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1408

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 2.998 + 0.566 + 0.00(3.57 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

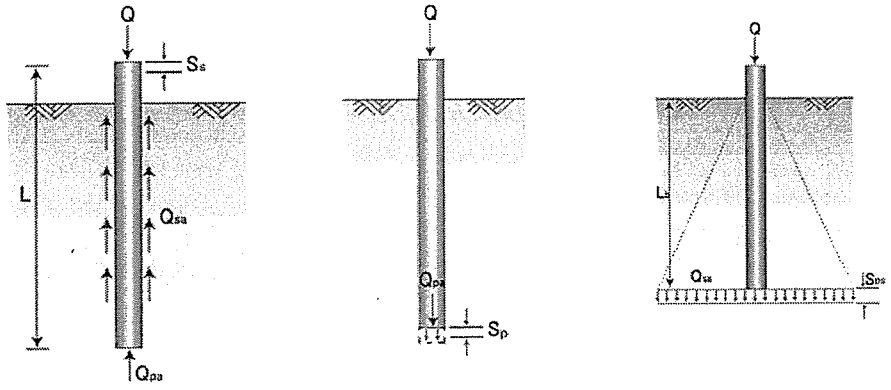
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제2 A2	SDA	3.57 mm	25.0 mm	OK

파전제2 A2 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제2 A2 ■ 조사공번: NBB-73

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (894.30 + 0.67 \times 45.00) \times \frac{9.5}{0.01315 \times 204000000}$$

= 3.27 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 939.3 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.95

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 939.3 x 0.9521 = 894.3 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

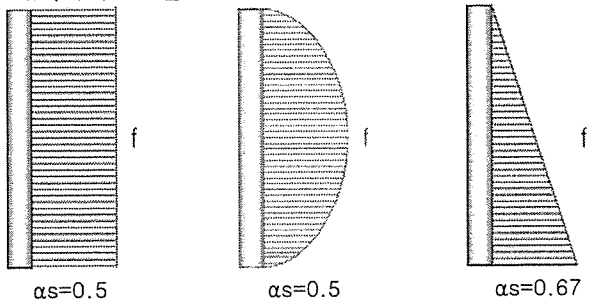
= 939.3 x (1- 0.9521)= 45 kN

L : 말뚝의 길이 = 9.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 894.30}{0.605 \times 95{,}654.79} = 0.618 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 9,246.630 / 0.29 = 95654.79 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.141 \times 45.000}{9.500 \times 95{,}654.790} = 0.007 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(9.5 / 0.605)}) \times 0.09$

$= 0.1408$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 9.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 3.274 + 0.618 + 0.00 = 3.90 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제2 A2	SDA	3.90 mm	25.0 mm	OK

파전제3 A1 말뚝기초 지지력검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A1 ■ 조사공번: NBB-74

1. 말뚝재료에 의한 허용 연직지지력 산정

① 말뚝 재료의 장기 허용 압축응력

$R_a = \sigma_{sa} \cdot A_t$

여기서 , σ_{sa} : 말뚝재료의 허용응력 (kN/m²) = 140000 kN/m² : 강관말뚝(두께:9mm)

A_t : 말뚝의 순단면적 (m²)

⇒ 부식고려 두께 t = 7 mm

$$A_t = \frac{\pi \times (0.605^2 - 0.591^2)}{4} = 0.01315 \ m^2$$

② 허용응력 감소율

(1) 이음에 의한 감소율 : 이음 0 개소 => 0 % 감소 (5 % 감소/ 개소당)

(2) 장경비에 대한 감소율 :

장경비 = L(말뚝길이) / d(말뚝직경) = 11.5 / 0.609 = 18.9

감소율(μ) = L/d − n = 18.9 − 85 = 0.0 %감소

여기서 , n : 허용응력을 감소하지 않아도 되는 L/d 의 상한값

말뚝종류	n	장경비의 상한계
PHC	85	110
강관	100	130

(3) 감소율 = 이음에 대한 감소율 + 장경비에 대한 감소율 = 0.0 %

③ 이음과 장경비를 고려한 말뚝재료의 허용연직지지력

말뚝 재료의 허용연직지지력 = $\sigma_{sa} \cdot A_t \cdot (1-$감소율$)$ = 132000 x 0.01315 x 1.00

= *1735.8* kN/ea (유효 Prestress 고려시)

2. 지층정보 및 주면마찰력 산정

① 토피에 의한 상재하중 계산

상재하중 = (지하수위 심도x지반의 단위중량) + (직접기초심도− 지하수위 심도)x(흙의 수중단위중량)

= (8 x 19)+(8 − 8) x 9 = 152 (kN/m²)

② 지층정보 및 주면마찰력 (표.①)

구 분		종류	두께 (m)	qu (kN/m²)	γ_{sub} (kN/m³)	N_{60}	σ'_V (kN/m²)	N'	A_s (m²)	주면마찰력(fi) (kN)
부마찰력	1층									
	2층									
	3층									
정마찰력	1층	SM	4.3		19.0	10	192.9	7	8.173	114.42
	2층	SM	0.4		18.0	20	237.3	13	0.760	19.76
	3층	SM	2.3		18.0	21	261.6	13	4.372	113.67
	4층	SM	0.9		8.0	14	285.9	8	1.711	27.38
	5층	SM	1.9		9.5	50	298.5	50	3.611	180.55
	선단	SR	1.7	-						
계			11.5				298.5		18.6	455.8

※N값은 SPT에너지효율과 σ'_V에 대한 보정을 실시하였으며, 표1.에서 사용된 식은 3항에서 설명함.

수정 $N' = N_{60} \cdot 0.77\log_{10}(1920/\sigma'_V)$, $N_{60} = N \cdot e_m / 60$, 상재하중에 대한 보정(단 $\sigma'_V > 96kPa$)

여기서; N_{60}=60%에너지의 N값, N=실측 N값, e_m=실측효율

③ 부마찰력 산정 방법(구조물기초 설계기준, 2009, p333)

· 유효응력계수 β방법

구 분	점 토	실 트	모 래	비 고
β	0.2~0.25	0.25~0.35	0.35~0.5	
적 용	0.25	0.35	0.5	

· $Q_{ns} = f_n \cdot A_s = \beta \cdot \sigma'_V \cdot A_s$

3. 말뚝의 지지력 산정

① 극한 지지력 공식

· $Q_u = Q_p + Q_f = qd \cdot A_p + \Sigma A_s \cdot fi$

여기서, qd : 말뚝선단의 단위면적당 극한지지력(kN/m^2)

A_p , A_s : 말뚝선단면적 및 말뚝주면적 (m^2) f_i : 단위면적당 최대주면마찰력 (kN/m^2)

말뚝시공법	주면 마찰력(kN,m)		비 고
타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤50, qu≤200	
시멘트풀 주입공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종타격공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
선굴착 최종경타공법	fs=(9Lc+24Ls)·U		
선굴착 확대근고공법	fs=(2·Ns·Ls+0.5·qu·Lc)·U	Ns≤25, qu≤100	
속파기 확대근고공법	fs=15LU		

여기서, qu(kN/m^2)=12.5N 는 점성토의 평균 일축압축강도, Lc, Ls 는 각각 점토층과 사질토층 두께

· $Q_S = \Sigma A_s \cdot fi =$ 455.8 kN ; 표①,

② 극한 선단지지력 산정 : PHC 말뚝 (철도설계기준 2004, p572)

· q_d는 암반이 다음의 조건(양호한 상태)을 만족할 때 다음식으로 구할 수 있고,
암반 상태가 불량할 경우 암반을 흙으로 보고 설계한다.

- 말뚝지름이 300mm보다 크다.
- 암반의 불연속 간격이 300mm보다 크다.
- 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4mm보다 작다.
- 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25mm보다 작다.

· $Q_p = (3 \cdot q_u \cdot K_{sp} \cdot d) \cdot A_p$

= (3 x - x - x -) x -

= - kN

여기서, q_u : 코어의 평균 일축압축강도 = - kN / m²

Ksp : 무차원 지지력 계수 = $\dfrac{3 + S_d/D}{10 \cdot (1+ 300\ t_d/S_d)^{1/2}}$ = -

S_d : 불연속면 간격(m) = -

t_d : 불연속면 폭 (m) = -

D : 말뚝지름(m) = -

d : 무차원 깊이계수, $d = 1 + 0.4 \cdot L_s / D$ = - (d ≤ 3.4)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 = - m

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = - + - = - kN

③ 극한 선단지지력 산정 : 강관 말뚝 (구조물기초설계기준 2009, p320)

· $Qp = 443 \cdot q_u^{1/2} \cdot A_t^{2/5} \cdot A_i^{1/3}$

= 443 x (20300) $^{1/2}$ x (0.01315) $^{2/5}$ x (0.27432) $^{1/3}$

= 7252.3 kN

여기서, qu : 코어의 평균 일축압축강도 = 20,300 kN / m²

A_t : 강관말뚝의 선단부 순단면적 = 0.01315 m²

Ai : 강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 = 0.27432 m²

· $Q_u = Q_p + Q_s$ = 7252.3 + 455.8 = 7708.05956 kN

Qa = 2569.4 kN/ea (상 시) **F.S=3** **Qa = 3854.0 kN/ea** (지진시) **F.S=2**

4. 말뚝의 허용지지력

(단위 : kN/본)

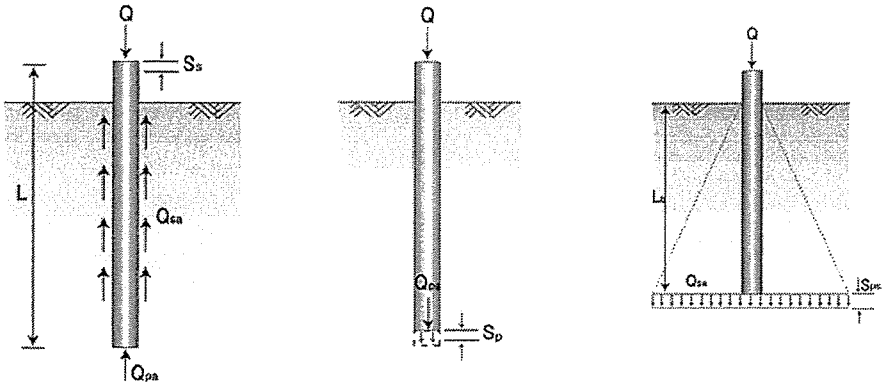
교 량 명	공 법	조건	허용지지력 산정방법		반 력	적용 허용지지력
			말뚝재료	구조물기초 설계기준		
파전제3 A1	SDA	상시	1735.8	2569.4	828	1735.8
			OK	OK		
		지진	1735.8	3854.0	1147	1735.8
			OK	OK		

파전제3 A1 말뚝기초 (상시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A1 ■ 조사공번: NBB-74

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (778.80 + 0.67 \times 48.90) \times \frac{11.5}{0.01315 \times 204000000}$$

$$= 3.48 \quad mm$$

여기서, 연직말뚝 반력 : 827.7 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 827.7 x 0.9409 = 778.8 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

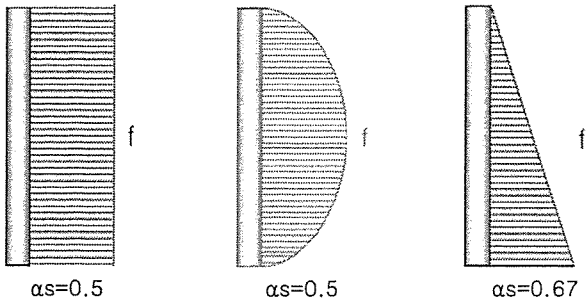
= 827.7 x (1- 0.9409)= 48.9 kN

L : 말뚝의 길이 = 11.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 778.80}{0.605 \times 75{,}023.58} = 0.686 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	글 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 7,252.280 / 0.29 = 75023.58 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.290 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.147 \times 48.900}{11.500 \times 75{,}023.580} = 0.008 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(11.5 / 0.605)}) \times 0.09$

= 0.1465

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 11.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = Ss + Sp + Sps = 3.479 + 0.686 + 0.00 = 4.17 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(상시)

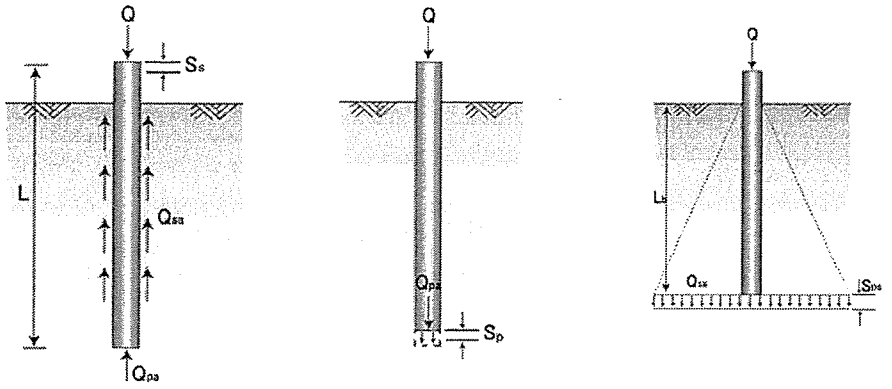
교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제3 A1	SDA	4.17 mm	25.0 mm	OK

파전제3 A1 말뚝기초 (지진시) 침하량 검토결과

■ 교량명 : 파전제3 A1 ■ 조사공번: NBB-74

1. Vesic (1977) 에 의한 침하량 산정(호남고속철도설계지침, 노반편(2007),P9-160)

1) 말뚝기초의 침하량 산정공식



$$S_t = Ss + Sp + Sps$$

여기서, S_s : 말뚝자체의 길이방향 변형

S_p : 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

S_{ps} : 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

2) 말뚝자체 길이변형량 산정

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fa}) \cdot \frac{L}{A \cdot E_p}$$

$$= (1{,}079.10 + 0.67 \times 67.80) \times \frac{11.5}{0.01315 \times 204000000}$$

= 4.82 mm

여기서, 연직말뚝 반력 : 1146.9 kN , 허용선단지지력과 허용지지력의 비: 0.94

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

= 1146.9 x 0.9409 = 1079.1 kN

Q_{fa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주면에 전달되는 하중

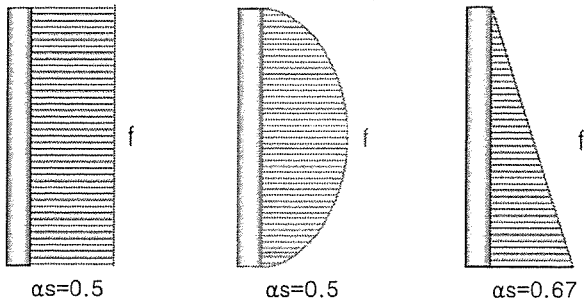
= 1146.9 x (1- 0.9409)= 67.8 kN

L : 말뚝의 길이 = 11.5 m

A : 말뚝의 단면적 (재료의 순단면적) = 0.01315 m^2

E_p : 말뚝의 탄성계수 = 2.04E+08 kN/m^2

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수 = 0.67



αs=0.5 αs=0.5 αs=0.67

3) 말뚝선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_{pa}}{B \cdot q_b} = \frac{0.04 \times 1{,}079.10}{0.605 \times 75{,}023.58} = 0.951 \text{ mm}$$

흙의 종류	타 입 말 뚝	굴 착 말 뚝	설계적용 Cp
모래 (조밀~느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18	SDA
점토 (굳은~연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06	선단부 C_p = 0.04
실트 (조밀~느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12	주면부 C_p = 0.09

C_p : 흙의 종류와 말뚝시공법에 따른 경험계수 (지지층이 암반일 경우 굴착에 따른 지지 암반의 강도 손실이 없는 것으로 가정하여 선단부 C_p는 타입말뚝과 동일 적용)

B : 말뚝의 폭 또는 직경 = 0.605 m

q_b : 말뚝의 단위면적당 극한 선단지지력

(단, 이경우 허용지지력을 산정하기 위한 안전율은 3 을 적용함)

⇒ qb = 3 ·Qpa / Ap = 3 x 7,252.280 / 0.29 = 75023.58 kN /m²

Ap : 말뚝의 선단면적 = 0.29 m^2

4) 주면마찰력에 의하여 지반에 전달된 하중에 의한 침하량

$$S_3 = \frac{C_s \cdot Q_{fa}}{L_b \cdot q_b} = \frac{0.147 \times 67.800}{11.500 \times 75{,}023.580} = 0.012 \text{ mm}$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16 \sqrt{(L_b / B)}) \cdot C_p = (0.93 + 0.16 \sqrt{(11.5 / 0.605)}) \times 0.09$

$= 0.1465$

L_b : 땅속에 묻힌 말뚝길이 = 11.5 m

5) 말뚝기초 침하량 산정

St = S1 + S2 + S3 = 4.821 + 0.951 + 0.01; 5.78 mm

3. 말뚝침하량 산정 결과(지진시)

교 량 명	공 법	Vesic (1977)	허용침하량	판 정
파전제3 A1	SDA	5.78 mm	25.0 mm	OK

11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위

(1)말뚝기초 수평지지력

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 탑리제2 A1

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	11.0	0.0132	NBB-38

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	11.0	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\,Cu\,D^2\,[\,(L/D) - 1.5\,]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + (27 + 18\,L/d)(Hu / Cu\,D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + 27\,(Hu / Cu\,D^2) = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\,Kp\,\gamma\,D'\,L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\,D'^3\,\gamma\,[\,(My/(Kp\,D'^4\,\gamma) + 0.5(L/D')^3\,]\,(D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\,[My / (Kp\,D^4\,\gamma')]^{(2/3)}\,Kp\,D^3\,\gamma'$	○

여기서, βL=4.23, ηL=5.73이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	11.00	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 탑리제2 A1

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	O.K
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	112.1	132.4	

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 탑리제2 A2

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	8.0	0.0132	NBB-43

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	8.0	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\ Cu\ D^2\ [\ (L / D) - 1.5\ ]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + (27 + 18\ L/d)(Hu / Cu\ D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + 27\ (Hu / Cu\ D^2) = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\ Kp\ \gamma\ D'\ L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\ D'^3\ \gamma\ [\ (My/(Kp\ D'^4\ \gamma) + 0.5(L/D')^3\ ]\ (D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\ [My / (Kp\ D^4\ \gamma')]^{(2/3)}\ Kp\ D^3\ \gamma'$	○

여기서, βL=3.08, ηL=4.17이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	8.00	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 탑리제2 A2

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	116.8	208.2	O.K

◐ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 탑리제4 A1

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	9.0	0.0132	NBB-46

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	13	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	14,553	31,195
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	14,553	31,195

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	9.0	1.18E+05	0.370	2.704	0.521	4500	14552.82

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	Hu = 9 Cu D^2 [(L / D) - 1.5]	
	중간말뚝	-	(Hu / Cu D^2)^2 + (27 +18 L/d) (Hu / Cu D^2) -81(L/D-1.5)^2 = 36 (My / Cu D^3)	
	긴 말뚝	β L >2.25	(Hu / Cu D^2)^2 + 27 (Hu / Cu D^2) = 36 (My / Cu D^3)	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	Hu = 1.5 Kp γ D' L^2	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	Hu = Kp D'^3 γ [(My/(Kp D'^4 γ) + 0.5(L/D')^3] (D/L)	
	긴 말뚝	η L > 4.0	Hu = 2.38 [My / (Kp D^4 γ')]$^{(2/3)}$ Kp D^3 γ'	○

여기서, βL=3.33, ηL=4.69이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	2.9	9.00	0.0	426.7	170.7

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	9.00	0.370	0.448	15.0	22.5	14552.82	31194.65

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	357.04	948.77

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 탑리제4 A1

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
171	357	256	949	171	256	109.3	219.3	O.K

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 탑리제4 A2

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	6.5	0.0132	NBB-47

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	11	1.18E+05	점성토	30.00	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=700N	8,180	17,534
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	3,322	6,645

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
점성토	3,322	6,645

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	6.5	1.18E+05	0.256	3.911	0.521	4500	3322.31

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\ Cu\ D^2\ [\ (L/D) - 1.5\ ]$	○
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + (27 + 18\ L/d)(Hu / Cu\ D^2) - 81(L/D - 1.5)^2 = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + 27\ (Hu / Cu\ D^2) = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\ Kp\ \gamma\ D'\ L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\ D'^3\ \gamma\ [\ (My/(Kp\ D'^4\ \gamma) + 0.5(L/D')^3\ ]\ (D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\ [My / (Kp\ D^4\ \gamma')]^{(2/3)}\ Kp\ D^3\ \gamma'$	

여기서, βL=1.66, ηL=3.38이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	2.8	7.50	30.0	913.5	365.4

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	6.50	0.256	0.304	15.0	22.5	3322.31	6644.63

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	117.92	297.48

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 탑리제4 A2

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Chang	Chang			
365	118	548	297	118	297	109.3	112.3	O.K

◐ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제1 A1

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	9.0	0.0132	NBB-63

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	9.0	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\ Cu\ D^2\ [\ (L/D) - 1.5\ ]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + (27 + 18\ L/d)(Hu / Cu\ D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\ D^2)^2 + 27\ (Hu / Cu\ D^2) = 36\ (My / Cu\ D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\ Kp\ \gamma\ D'\ L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\ D'^3\ \gamma\ [\ (My/(Kp\ D'^4\ \gamma) + 0.5(L/D')^3\ ]\ (D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\ [My / (Kp\ D^4\ \gamma')]^{(2/3)}\ Kp\ D^3\ \gamma'$	○

여기서, βL=3.46, ηL=4.69이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	9.00	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· $Ha = Kh \cdot (D / \beta) \cdot \delta a$ $= 4 \cdot EI \cdot \beta^3 \cdot \delta a$	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제1 A1

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	99.7	197.8	O.K

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제1 A2

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	10.0	0.0132	NBB-68

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	12	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	13,326	28,565
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	13,326	28,565

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	10.0	1.18E+05	0.362	2.764	0.521	4500	13326.27

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\,Cu\,D^2\,[\,(L/D) - 1.5\,]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + (27 + 18\,L/d)(Hu / Cu\,D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + 27\,(Hu / Cu\,D^2) = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\,Kp\,\gamma\,D'\,L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\,D'^3\,\gamma\,[\,(My/(Kp\,D'^4\,\gamma) + 0.5(L/D')^3\,]\,(D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\,[My / (Kp\,D^4\,\gamma')]^{(2/3)}\,Kp\,D^3\,\gamma'$	○

여기서, βL=3.62, ηL=5.21이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	2.8	9.00	0.0	423.6	169.4

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	10.00	0.362	0.438	15.0	22.5	13326.27	28565.49

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	334.23	888.14

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제1 A2

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
169	334	254	888	169	254	89.3	110.8	O.K

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제2 A1

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	9.0	0.0132	NBB-71

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	12	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	13,326	28,565
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	13,326	28,565

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	9.0	1.18E+05	0.362	2.764	0.521	4500	13326.27

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	Hu = 9 Cu D^2 [(L / D) - 1.5]	
	중간말뚝	-	(Hu / Cu D^2)^2 + (27 +18 L/d) (Hu / Cu D^2) -81(L/D-1.5)^2 = 36 (My / Cu D^3)	
	긴 말뚝	β L >2.25	(Hu / Cu D^2)^2 + 27 (Hu / Cu D^2) = 36 (My / Cu D^3)	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	Hu = 1.5 Kp γ D' L^2	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	Hu = Kp D'^3 γ [(My/(Kp D'^4 γ) + 0.5(L/D')^3] (D/L)	
	긴 말뚝	η L > 4.0	Hu = 2.38 [My / (Kp D^4 γ')]$^{(2/3)}$ Kp D^3 γ'	○

여기서, βL=3.26, ηL=4.69이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	2.8	9.00	0.0	423.6	169.4

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	9.00	0.362	0.438	15.0	22.5	13326.27	28565.49

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	334.23	888.14

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제2 A1

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
169	334	254	888	169	254	117.1	206.9	O.K

◐ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제2 A2

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	9.5	0.0132	NBB-73

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	9.5	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	Hu = 9 Cu D^2 [(L / D) - 1.5]	
	중간말뚝	-	(Hu / Cu D^2)^2 + (27 +18 L/d) (Hu / Cu D^2) -81(L/D-1.5)^2 = 36 (My / Cu D^3)	
	긴 말뚝	β L >2.25	(Hu / Cu D^2)^2 + 27 (Hu / Cu D^2) = 36 (My / Cu D^3)	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	Hu = 1.5 Kp γ D' L^2	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	Hu = Kp D'^{3} γ [(My/(Kp D'^{4} γ) + 0.5(L/D')^3] (D/L)	
	긴 말뚝	η L > 4.0	Hu = 2.38 [My / (Kp D^4 γ')]$^{(2/3)}$ Kp D^3 γ'	○

여기서, βL=3.65, ηL=4.95이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	9.50	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· $Ha = Kh \cdot (D / \beta) \cdot \delta a$
$= 4 \cdot EI \cdot \beta^3 \cdot \delta a$

말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다.
※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제2 A2

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	111.7	132.4	O.K

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제3 A1

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	11.5	0.0132	NBB-74

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	11.5	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\,Cu\,D^2\,[\,(L/D) - 1.5\,]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + (27 + 18\,L/d)(Hu / Cu\,D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
	긴 말뚝	β L > 2.25	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + 27\,(Hu / Cu\,D^2) = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\,Kp\,\gamma\,D'\,L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\,D'^3\,\gamma\,[\,(My/(Kp\,D'^4\,\gamma) + 0.5(L/D')^3\,]\,(D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\,[My / (Kp\,D^4\,\gamma')]^{(2/3)}\,Kp\,D^3\,\gamma'$	○

여기서, βL=4.42, ηL=5.99이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	11.50	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제3 A1

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	105.0	199.1	O.K

◎ 수평방향 Output!허용지지력 및 변위 산정 : 파전제3 A2

1. 말뚝기초의 수평방향 허용지지력 산정

▣ 말뚝 기초 제원

말뚝직경	말뚝두께	탄성계수	2차 모멘트	단면계수	부식두께	외경	내경	길이	순단면적	적 용 주상도
(D, m)	(t, m)	Ep(kPa)	(Ip, m^4)	(Z, m^3)	(t, m)	(D',m)	(d,m)	(L, m)	(t, m^2)	
0.609	0.009	2.00E+08	5.879E-04	1.944E-03	0.002	0.605	0.591	12.0	0.0132	0.0000

▣ 수평지반반력계수 산정 조건(Kh)

말뚝직경	N값	휨강성	지층조건	비배수 전단강도	지반변형계수	PMT 값	Kh추정 계수 α	
(D',m)	1/β 평균	(EI, kN/m^3)	1/β 구간	(Cu, kN/m^2)	(E^{50}, kN/m^2)	(Em, kN/m^2)	상 시	지진시
0.605	15	1.18E+05	사질토	-	-	-	1	2

▣ 설계기준에 따른 수평지반반력계수 산정 (Kh)

산정방법	지반반력계수(Kh) 산정식	조 건	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
철도설계기준	$K_h = K_{ho}\left(\frac{B_h}{0.3}\right)^{-3/4}$ $K_{ho} = \left(\frac{1}{0.3}\right)\alpha E_o$	Eo=1000N	17,034	36,513
		시험값 없음	-	-
프레셔미터시험에 의한 방법	$K_h = (3.3E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
	$K_h = (1.6E_m / D) \times 10,000$	시험값 없음	-	-
Davisson (1970)	$K_h = (67C_u / D) \times 10,000$	점성토	-	-

NOTE) 점성토 지반의경우 N치를 이용한 추정방법은 신뢰성이 저하되어 Davisson방법을 적용함.

▣ 수평지반반력계수 결정 (Kh)

구 분	상 시 Kh(kN/m^3)	지진시 Kh(kN/m^3)
사질토	17,034	36,513

1) 극한지반 반력법 (Brom's method)

1. Broms(1964)는 횡하중을 받는 연직말뚝을 짧은말뚝, 중간말뚝, 긴말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태 가정, 그로부터 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법
2. Broms의 해법은 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려
3. 말뚝본체의 휨저항에 의해 설계되는 긴말뚝의 경우에도 지표부근의 지반파괴조건을 고려
4. 지반의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 매우 실용적

▣ 거동특성 결정시 조건

말뚝직경	말뚝길이	휨강성	말뚝 특성치 및 지반반력 상수				수평지반반력계수
(D',m)	(L, m)	(EI, kN/m^3)	(β, m^{-1})	(1/β, m)	(η m^{-1})	(nh, kN/cm^3)	(Kh, kN/m^3)
0.605	12.0	1.18E+05	0.385	2.599	0.521	4500	17033.73

NOTE) ηh값은 호남고속철도 설계지침(노반편) P.9-159 참고

▣ 말뚝의 길이에 따른 거동특성 결정 및 지지력 산정식 선정

지반	구 분		수평지지력	적 용
점성토	짧은 말뚝	β L ≤ 2.25	$Hu = 9\,Cu\,D^2\,[\,(L/D) - 1.5\,]$	
	중간말뚝	-	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + (27 + 18\,L/d)(Hu / Cu\,D^2) - 81(L/D-1.5)^2 = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
	긴 말뚝	β L >2.25	$(Hu / Cu\,D^2)^2 + 27\,(Hu / Cu\,D^2) = 36\,(My / Cu\,D^3)$	
사질토	짧은 말뚝	η L < 2.0	$Hu = 1.5\,Kp\,\gamma\,D'\,L^2$	
	중간말뚝	2.0 ≤ η L ≤ 4.0	$Hu = Kp\,D'^3\,\gamma\,[\,(My/(Kp\,D'^4\,\gamma) + 0.5(L/D')^3\,]\,(D/L)$	
	긴 말뚝	η L > 4.0	$Hu = 2.38\,[My / (Kp\,D^4\,\gamma')]^{(2/3)}\,Kp\,D^3\,\gamma'$	○

여기서, βL=4.62, ηL=6.25이고 식의 상세 설명은 설계보고서 참고

▣ 수평지지력 산정(Brom's method)

항복응력	극한저항모멘트	수동토압계수	유효 단위중량	비배수 전단강도	수평지지력 산정(kN/Pile)	
(Fy, kN/m^2)	(My, kN·m)	(Kp)	(r', kN/m^3)	(Cu, kN/m^2)	Hu	Ha=Hu/2.5
240000	606.4	3.0	9.00	0.0	432.6	173.1

2) 허용변위에 의한 방법 (Chang method)

▣ 입력조건

말뚝직경	말뚝길이	상시 β값	지진시 β값	상시 허용변위	지진시 허용변위	상시 Kh	지진시 Kh
(D',m)	(L, m)	(β, m^{-1})	(β Eq, m^{-1})	(δa, mm)	(δa Eq, mm)	(Kh, kN/m^3)	(Kh Eq, kN/m^3)
0.605	12.00	0.385	0.466	15.0	22.5	17033.73	36512.60

▣ 기본식 및 조건

· Ha = Kh · (D / β) · δa = 4 · EI · β^3 · δa	말뚝을 탄성지반에 지지된 보로 가정 후 허용수평변위로 역산한다. ※말뚝지중근입, 말뚝머리 회전하지 않는 조건

▣ 수평지지력 산정(Chang method)

구 분	상 시	지진시
허용 지지력(kN/Pile)	401.78	1067.66

2. 말뚝기초 수평방향 안정성 검토결과(kN/Pile)

검토단면 : 파전제3 A2

허용지지력 산정(kN/Pile)				적용 지지력(kN/pile)		작용 하중		검토결과
상 시		지진시		상 시	지진시	상시	지진시	
Brom's	Chang	Brom's	Chang	Brom's	Brom's			
173	402	260	1068	173	260	103.3	130.5	O.K

(2)말뚝기초 수평변위

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제2교 A1_상시.lpd
Name of output file: 탑리제2교 A1_상시.lpo
Name of plot output file: 탑리제2교 A1_상시.lpp
Name of runtime file: 탑리제2교 A1_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 16:44:52

Problem Title

탑리제2교 A1_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 11.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	11.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.400 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 9711.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 9711.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 43260.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 43260.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 4.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	4.40	19.00000
3	4.40	18.00000
4	7.40	8.00000
5	7.40	9.50000
6	9.40	9.50000
7	9.40	10.00000
8	10.40	10.00000
9	10.40	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	4.400	.00000	25.00	------	------	
3	4.400	.00000	26.00	------	------	
4	7.400	.00000	26.00	------	------	
5	7.400	.00000	29.00	------	------	
6	9.400	.00000	29.00	------	------	
7	9.400	.00000	31.00	------	------	
8	10.400	.00000	31.00	------	------	
9	10.400	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 112.146 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 862.309 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 112.146 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 862.309 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003382	-163.1115	112.1460	5.9138E-18	149809.	0.0000	0.0000
.110	.003374	-150.7682	111.9048	-.0001468	143416.	-4.3849	142.9543
.220	.003350	-138.4646	111.1701	-.0002821	137044.	-8.9731	294.6248
.330	.003312	-126.2573	109.9275	-.0004059	130721.	-13.6207	452.3783
.440	.003261	-114.2036	108.1703	-.0005184	124478.	-18.3275	618.2534
.550	.003198	-102.3615	105.9050	-.0006197	118344.	-22.8599	786.3168
.660	.003125	-90.7869	103.1545	-.0007101	112349.	-27.1496	955.8178
.770	.003042	-79.5328	99.9494	-.0007897	106520.	-31.1251	1125.5975
.880	.002951	-68.6482	96.3355	-.0008591	100882.	-34.5816	1289.1529
.990	.002853	-58.1760	92.3555	-.0009184	95458.4129	-37.7822	1456.8651
1.100	.002749	-48.1558	88.0477	-.0009681	90268.4885	-40.5412	1622.4044
1.210	.002640	-38.6218	83.4741	-.0010087	85330.4277	-42.6167	1775.8699
1.320	.002527	-29.6001	78.6781	-.0010406	80657.6768	-44.5824	1940.8226
1.430	.002411	-21.1152	73.7007	-.0010643	76262.9695	-45.9162	2095.0581
1.540	.002293	-13.1840	68.6151	-.0010804	72155.0548	-46.5489	2233.3976
1.650	.002173	-5.8149	63.4910	-.0010893	68338.2624	-46.6172	2359.6896
1.760	.002053	.9906073	58.4041	-.0010915	65839.5197	-45.8720	2457.8255
1.870	.001933	7.2410	53.4155	-.0010877	69076.8916	-44.8298	2551.1247
1.980	.001814	12.9484	48.5341	-.0010782	72032.9760	-43.9215	2663.8023
2.090	.001696	18.1231	43.7891	-.0010637	74713.2033	-42.3520	2747.2597
2.200	.001580	22.7837	39.2522	-.0010446	77127.1718	-40.1361	2794.8290
2.310	.001466	26.9567	34.9927	-.0010213	79288.5543	-37.3107	2799.6426
2.420	.001355	30.6759	31.0740	-.0009943	81214.8667	-33.9374	2755.0497
2.530	.001247	33.9817	27.3685	-.0009641	82927.0788	-33.4359	2948.9482
2.640	.001143	36.8798	23.7010	-.0009310	84428.1816	-33.2451	3199.7047
2.750	.001042	39.3725	20.0680	-.0008953	85719.2377	-32.8108	3462.3857
2.860	.000946	41.4646	16.4959	-.0008575	86802.8547	-32.1361	3736.9801
2.970	.000854	43.1643	13.0109	-.0008179	87683.1647	-31.2274	4023.4273
3.080	.000766	44.4822	9.6194	-.0007769	88365.7842	-30.4358	4370.6283
3.190	.000683	45.4279	6.2854	-.0007348	88855.6142	-30.1821	4862.1108
3.300	.000604	46.0044	2.9895	-.0006921	89154.2005	-29.7446	5413.9759
3.410	.000531	46.2169	-.2480314	-.0006489	89264.2590	-29.1190	6036.9165
3.520	.000462	46.0729	-3.3718	-.0006058	89189.7001	-27.6762	6595.5648
3.630	.000397	45.5900	-6.2452	-.0005629	88939.5728	-24.5676	6801.6762
3.740	.000338	44.8058	-8.7798	-.0005206	88533.3818	-21.5170	7007.7876
3.850	.000283	43.7572	-10.9833	-.0004792	87990.2818	-18.5455	7213.8990
3.960	.000232	42.4804	-12.8652	-.0004388	87328.9433	-15.6718	7420.0104
4.070	.000186	41.0101	-14.4373	-.0003998	86567.4350	-12.9121	7626.1218
4.180	.000144	39.3800	-15.7129	-.0003622	85723.1197	-10.2802	7832.2332
4.290	.000107	37.6220	-16.7066	-.0003262	84812.5668	-7.7876	8038.3446

4.400	7.26E-05	35.7664	-17.3028	-.0002918	83851.4787	-3.0518	4622.2281
4.510	4.24E-05	33.8707	-17.5711	-.0002592	82869.6205	-1.8256	4739.7312
4.620	1.56E-05	31.9500	-17.7093	-.0002285	81874.7644	-.6885454	4857.2343
4.730	-7.89E-06	30.0180	-17.7276	-.0001995	80874.1247	.3569757	4974.7374
4.840	-2.83E-05	28.0877	-17.6359	-.0001723	79874.3425	1.3097	5092.2405
4.950	-4.58E-05	26.1708	-17.4446	-.0001469	78881.4772	2.1690	5209.7436
5.060	-6.06E-05	24.2778	-17.1638	-.0001233	77901.0027	2.9354	5327.2467
5.170	-7.29E-05	22.4181	-16.8039	-.0001015	76937.8089	3.6097	5444.7498
5.280	-8.29E-05	20.6002	-16.3747	-8.1349E-05	75996.2073	4.1937	5562.2529
5.390	-9.08E-05	18.8311	-15.8861	-6.2905E-05	75079.9415	4.6896	5679.7560
5.500	-9.68E-05	17.1172	-15.3477	-4.6089E-05	74192.2005	5.1002	5797.2591
5.610	-.000101	15.4634	-14.7686	-3.0849E-05	73335.6367	5.4289	5914.7622
5.720	-.000104	13.8740	-14.1576	-1.7126E-05	72512.3856	5.6792	6032.2653
5.830	-.000105	12.3520	-13.5232	-4.8584E-06	71724.0890	5.8552	6149.7684
5.940	-.000105	10.8998	-12.8733	6.0180E-06	70971.9200	5.9613	6267.2715
6.050	-.000103	9.5187	-12.2153	1.5569E-05	70256.6104	6.0021	6384.7746
6.160	-.000101	8.2094	-11.5562	2.3862E-05	69578.4793	5.9824	6502.2777
6.270	-9.82E-05	6.9718	-10.9023	3.0963E-05	68937.4633	5.9071	6619.7808
6.380	-9.44E-05	5.8051	-10.2594	3.6940E-05	68333.1475	5.7814	6737.2839
6.490	-9.00E-05	4.7078	-9.6328	4.1857E-05	67764.7976	5.6104	6854.7870
6.600	-8.52E-05	3.6779	-9.0273	4.5780E-05	67231.3924	5.3994	6972.2901
6.710	-8.00E-05	2.7131	-8.4469	4.8769E-05	66731.6568	5.1536	7089.7932
6.820	-7.45E-05	1.8103	-7.8951	5.0885E-05	66264.0947	4.8784	7207.2963
6.930	-6.88E-05	.9664793	-7.3750	5.2184E-05	65827.0228	4.5790	7324.7994
7.040	-6.30E-05	.1779418	-6.8888	5.2719E-05	65418.6035	4.2607	7442.3025
7.150	-5.72E-05	-.5590572	-6.4384	5.2541E-05	65616.0004	3.9288	7559.8056
7.260	-5.14E-05	-1.2485	-6.0249	5.1696E-05	65973.0775	3.5885	7677.3087
7.370	-4.58E-05	-1.8943	-5.6491	5.0225E-05	66307.6077	3.2450	7794.8118
7.480	-4.04E-05	-2.5008	-4.8007	4.8170E-05	66621.7140	12.1793	33189.4066
7.590	-3.52E-05	-2.9596	-3.5376	4.5615E-05	66859.3758	10.7869	33712.8526
7.700	-3.03E-05	-3.2877	-2.4251	4.2693E-05	67029.2986	9.4401	34236.2986
7.810	-2.58E-05	-3.5013	-1.4574	3.9517E-05	67139.9080	8.1539	34759.7446
7.920	-2.16E-05	-3.6159	-.6272779	3.6188E-05	67199.2549	6.9402	35283.1906
8.030	-1.78E-05	-3.6461	.0738652	3.2791E-05	67214.9408	5.8079	35806.6366
8.140	-1.44E-05	-3.6058	.6552899	2.9399E-05	67194.0602	4.7635	36330.0826
8.250	-1.14E-05	-3.5076	1.1269	2.6072E-05	67143.1605	3.8108	36853.5286
8.360	-8.69E-06	-3.3629	1.4988	2.2858E-05	67068.2170	2.9518	37376.9746
8.470	-6.35E-06	-3.1822	1.7814	1.9796E-05	66974.6197	2.1864	37900.4206
8.580	-4.33E-06	-2.9747	1.9849	1.6916E-05	66867.1738	1.5131	38423.8666
8.690	-2.62E-06	-2.7487	2.1192	1.4239E-05	66750.1081	.9290947	38947.3126
8.800	-1.20E-06	-2.5112	2.1940	1.1779E-05	66627.0933	.4303001	39470.7586
8.910	-3.27E-08	-2.2682	2.2183	9.5431E-06	66501.2663	.0119027	39994.2046
9.020	9.00E-07	-2.0250	2.2007	7.5349E-06	66375.2605	-.3316169	40517.6506
9.130	1.62E-06	-1.7855	2.1491	5.7525E-06	66251.2399	-.6062671	41041.0966
9.240	2.17E-06	-1.5532	2.0708	4.1907E-06	66130.9368	-.8183841	41564.5426
9.350	2.55E-06	-1.3307	1.9722	2.8417E-06	66015.6912	-.9744902	42087.9886
9.460	2.79E-06	-1.1199	1.8341	1.6954E-06	65906.4917	-1.5355	60516.3699
9.570	2.92E-06	-.9275583	1.6602	7.3762E-07	65806.8638	-1.6269	61291.3023
9.680	2.95E-06	-.7548097	1.4791	-4.9339E-08	65717.3895	-1.6664	62066.2347
9.790	2.91E-06	-.6021570	1.2960	-6.8408E-07	65638.3238	-1.6619	62841.1671
9.900	2.80E-06	-.4695597	1.1154	-1.1854E-06	65569.6456	-1.6209	63616.0995
10.010	2.65E-06	-.3565339	.9410338	-1.5718E-06	65511.1044	-1.5502	64391.0319
10.120	2.46E-06	-.2622341	.7757163	-1.8613E-06	65462.2623	-1.4556	65165.9643

10.230	2.24E-06	-.1855233	.6218472	-2.0707E-06	65422.5303	-1.3421	65940.8967
10.340	2.00E-06	-.1250349	.4812704	-2.2160E-06	65391.2006	-1.2139	66715.8291
10.450	1.75E-06	-.0792234	.3585156	-2.3115E-06	65367.4728	-1.0180	63944.0407
10.560	1.49E-06	-.0457229	.2542150	-2.3700E-06	65350.1214	-.8783573	64718.9731
10.670	1.23E-06	-.0228465	.1656313	-2.4020E-06	65338.2726	-.7322560	65493.9055
10.780	9.64E-07	-.0088283	.0934005	-2.4169E-06	65331.0120	-.5810319	66268.8379
10.890	6.98E-07	-.0018399	.0380404	-2.4218E-06	65327.3924	-.4255148	67043.7703
11.000	4.32E-07	0.0000	0.0000	-2.4227E-06	65326.4394	-.2661287	33909.3514

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00338245 m
Computed slope at pile head = 5.913830E-18
Maximum bending moment = -163.11154 kN- m
Maximum shear force = 112.14600 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 12
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 112.146	S= 0.000	862.3090	.0033825	-163.1115	112.1460

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)=
Name of input data file: 탑리제2교 A1_지진시.lpd
Name of output file: 탑리제2교 A1_지진시.lpo
Name of plot output file: 탑리제2교 A1_지진시.lpp
Name of runtime file: 탑리제2교 A1_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 16:49:10

Problem Title

탑리제2교 A1_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 11.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	11.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.400 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 20817.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 20817.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 92729.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 92729.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.400 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 4.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	4.40	19.00000
3	4.40	18.00000
4	7.40	8.00000
5	7.40	9.50000
6	9.40	9.50000
7	9.40	10.00000
8	10.40	10.00000
9	10.40	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	4.400	.00000	25.00	------	------
3	4.400	.00000	26.00	------	------
4	7.400	.00000	26.00	------	------
5	7.400	.00000	29.00	------	------
6	9.400	.00000	29.00	------	------
7	9.400	.00000	31.00	------	------
8	10.400	.00000	31.00	------	------
9	10.400	.00000	33.00	------	------
10	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 132.400 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 937.400 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 132.400 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 937.400 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.004391	-200.3677	132.4000	5.9138E-17	174795.	0.0000	0.0000
.110	.004381	-185.7941	132.1415	-.0001806	167246.	-4.7009	118.0287
.220	.004352	-171.2594	131.3524	-.0003477	159718.	-9.6447	243.7956
.330	.004305	-156.8248	130.0148	-.0005011	152242.	-14.6770	375.0566
.440	.004241	-142.5528	128.1200	-.0006412	144850.	-19.7738	512.8295
.550	.004164	-128.5062	125.6739	-.0007679	137574.	-24.6999	652.5654
.660	.004072	-114.7461	122.6996	-.0008817	130447.	-29.3789	793.5450
.770	.003970	-101.3305	119.2285	-.0009828	123499.	-33.7316	934.7305
.880	.003856	-88.3132	115.3084	-.0010715	116757.	-37.5425	1070.9068
.990	.003734	-75.7416	110.9831	-.0011483	110245.	-41.1000	1210.8194
1.100	.003604	-63.6601	106.2914	-.0012135	103988.	-44.2032	1349.2918
1.210	.003467	-52.1073	101.2978	-.0012676	98003.8748	-46.5891	1478.2186
1.320	.003325	-41.1132	96.0492	-.0013112	92309.5232	-48.8406	1615.8996
1.430	.003178	-30.7061	90.5900	-.0013448	86919.2083	-50.4179	1744.8922
1.540	.003029	-20.9060	84.9974	-.0013690	81843.3352	-51.2650	1861.7855
1.650	.002877	-11.7243	79.3390	-.0013842	77087.7025	-51.6146	1973.2857
1.760	.002724	-3.1660	73.6897	-.0013912	72654.9596	-51.1008	2063.2642
1.870	.002571	4.7743	68.1130	-.0013904	73487.9890	-50.2937	2151.6686
1.980	.002418	12.1056	62.6152	-.0013825	77285.1982	-49.6664	2258.9934
2.090	.002267	18.8348	57.2262	-.0013681	80770.5363	-48.3150	2344.3422
2.200	.002117	24.9775	52.0257	-.0013476	83952.1363	-46.2397	2402.0685
2.310	.001971	30.5583	47.0921	-.0013216	86842.6976	-43.4622	2426.1510
2.420	.001827	35.6103	42.5000	-.0012906	89459.3483	-40.0300	2410.4632
2.530	.001687	40.1745	38.1170	-.0012552	91823.3463	-39.6611	2586.6834
2.640	.001551	44.2549	33.7570	-.0012157	93936.7756	-39.6122	2810.0939
2.750	.001419	47.8518	29.4179	-.0011726	95799.7390	-39.2798	3044.6172
2.860	.001293	50.9687	25.1310	-.0011264	97414.1397	-38.6646	3290.2786
2.970	.001171	53.6129	20.9270	-.0010775	98783.6777	-37.7710	3547.0418
3.080	.001056	55.7948	16.8153	-.0010263	99913.8208	-36.9869	3854.3191
3.190	.000946	57.5239	12.7578	-.0009733	100809.	-36.7873	4279.5726
3.300	.000841	58.8023	8.7338	-.0009189	101472.	-36.3748	4755.1023
3.410	.000743	59.6348	4.7672	-.0008635	101903.	-35.7459	5289.2061
3.520	.000651	60.0291	.8818091	-.0008075	102107.	-34.8978	5892.2156
3.630	.000566	59.9954	-2.8981	-.0007514	102089.	-33.8284	6577.2162
3.740	.000486	59.5465	-6.5482	-.0006954	101857.	-32.5360	7361.1240
3.850	.000413	58.6982	-10.0437	-.0006401	101418.	-31.0187	8266.3551
3.960	.000345	57.4689	-13.3597	-.0005858	100781.	-29.2734	9323.5319
4.070	.000284	55.8798	-16.4710	-.0005328	99957.8469	-27.2951	10576.1108
4.180	.000228	53.9551	-19.3514	-.0004814	98960.9542	-25.0747	12088.8329
4.290	.000178	51.7218	-21.9732	-.0004320	97804.2193	-22.5953	13964.5161

4.400	.000133	49.2101	-23.8755	-.0003847	96503.2924	-11.9921	9908.4463
4.510	9.33E-05	46.5486	-25.0093	-.0003400	95124.7509	-8.6217	10160.3320
4.620	5.83E-05	43.7782	-25.7872	-.0002977	93689.8505	-5.5225	10412.2177
4.730	2.78E-05	40.9368	-26.2394	-.0002581	92218.1525	-2.6998	10664.1034
4.840	1.57E-06	38.0587	-26.3964	-.0002211	90727.4895	-.1554371	10915.9891
4.950	-2.08E-05	35.1751	-26.2889	-.0001869	89233.9507	2.1116	11167.8748
5.060	-3.95E-05	32.3137	-25.9469	-.0001553	87751.8881	4.1053	11419.7605
5.170	-5.50E-05	29.4988	-25.4004	-.0001264	86293.9394	5.8320	11671.6462
5.280	-6.73E-05	26.7517	-24.6781	-.0001001	84871.0667	7.3002	11923.5319
5.390	-7.70E-05	24.0903	-23.8080	-7.6288E-05	83492.6088	8.5205	12175.4176
5.500	-8.41E-05	21.5297	-22.8166	-5.4948E-05	82166.3463	9.5048	12427.3033
5.610	-8.91E-05	19.0820	-21.7292	-3.5951E-05	80898.5757	10.2664	12679.1890
5.720	-9.20E-05	16.7567	-20.5694	-1.9187E-05	79694.1927	10.8198	12931.0747
5.830	-9.33E-05	14.5607	-19.3594	-4.5379E-06	78556.7818	11.1802	13182.9604
5.940	-9.30E-05	12.4985	-18.1195	8.1195E-06	77488.7113	11.3633	13434.8461
6.050	-9.15E-05	10.5727	-16.8684	1.8911E-05	76491.2317	11.3852	13686.7318
6.160	-8.89E-05	8.7836	-15.6228	2.7966E-05	75564.5762	11.2622	13938.6175
6.270	-8.54E-05	7.1299	-14.3978	3.5410E-05	74708.0635	11.0105	14190.5032
6.380	-8.11E-05	5.6088	-13.2066	4.1368E-05	73920.1993	10.6464	14442.3889
6.490	-7.62E-05	4.2159	-12.0609	4.5964E-05	73198.7773	10.1857	14694.2746
6.600	-7.10E-05	2.9459	-10.9702	4.9314E-05	72540.9798	9.6438	14946.1603
6.710	-6.54E-05	1.7923	-9.9428	5.1530E-05	71943.4741	9.0359	15198.0460
6.820	-5.96E-05	.7478721	-8.9852	5.2719E-05	71402.5083	8.3766	15449.9317
6.930	-5.38E-05	-.1952893	-8.1021	5.2977E-05	71116.3007	7.6799	15701.8174
7.040	-4.80E-05	-1.0455	-7.2969	5.2397E-05	71556.6660	6.9594	15953.7031
7.150	-4.23E-05	-1.8114	-6.5716	5.1060E-05	71953.3639	6.2280	16205.5888
7.260	-3.68E-05	-2.5018	-5.9266	4.9043E-05	72310.9393	5.4985	16457.4745
7.370	-3.15E-05	-3.1254	-5.3612	4.6411E-05	72633.9301	4.7827	16709.3602
7.480	-2.65E-05	-3.6908	-4.1540	4.3222E-05	72926.7908	17.1652	71142.4060
7.590	-2.20E-05	-4.0482	-2.4159	3.9602E-05	73111.8902	14.4373	72264.4269
7.700	-1.78E-05	-4.2305	-.9676606	3.5730E-05	73206.3068	11.8942	73386.4478
7.810	-1.41E-05	-4.2684	.2123903	3.1754E-05	73225.9696	9.5613	74508.4687
7.920	-1.08E-05	-4.1903	1.1483	2.7797E-05	73185.4972	7.4547	75630.4896
8.030	-8.00E-06	-4.0216	1.8653	2.3956E-05	73098.0957	5.5822	76752.5105
8.140	-5.57E-06	-3.7849	2.3893	2.0305E-05	72975.5087	3.9447	77874.5314
8.250	-3.53E-06	-3.5001	2.7458	1.6897E-05	72828.0103	2.5374	78996.5523
8.360	-1.85E-06	-3.1843	2.9597	1.3770E-05	72664.4346	1.3509	80118.5732
8.470	-5.04E-07	-2.8518	3.0544	1.0947E-05	72492.2335	.3721224	81240.5941
8.580	5.54E-07	-2.5146	3.0521	8.4365E-06	72317.5577	-.4144700	82362.6150
8.690	1.35E-06	-2.1821	2.9729	6.2396E-06	72145.3539	-1.0262	83484.6359
8.800	1.93E-06	-1.8618	2.8349	4.3480E-06	71979.4726	-1.4816	84606.6568
8.910	2.31E-06	-1.5593	2.6545	2.7477E-06	71822.7836	-1.7993	85728.6777
9.020	2.53E-06	-1.2784	2.4456	1.4203E-06	71677.2933	-1.9982	86850.6986
9.130	2.62E-06	-1.0216	2.2204	3.4447E-07	71544.2618	-2.0963	87972.7195
9.240	2.61E-06	-.7899787	1.9890	-5.0290E-07	71424.3172	-2.1112	89094.7404
9.350	2.51E-06	-.5838699	1.7597	-1.1455E-06	71317.5641	-2.0590	90216.7613
9.460	2.35E-06	-.4026192	1.4937	-1.6070E-06	71223.6862	-2.7766	129719.
9.570	2.16E-06	-.2549266	1.1993	-1.9146E-06	71147.1895	-2.5763	131380.
9.680	1.93E-06	-.1383825	.9289797	-2.0985E-06	71086.8261	-2.3383	133042.
9.790	1.70E-06	-.0501183	.6861900	-2.1867E-06	71041.1101	-2.0761	134703.
9.900	1.45E-06	.0130302	.4729897	-2.2041E-06	71021.9005	-1.8003	136364.
10.010	1.21E-06	.0543940	.2904370	-2.1725E-06	71043.3246	-1.5188	138025.
10.120	9.74E-07	.0773744	.1388540	-2.1109E-06	71055.2272	-1.2372	139686.

10.230	7.46E-07	.0853772	.0180807	-2.0348E-06	71059.3722	-.9586686	141347.
10.340	5.27E-07	.0817718	-.0723023	-1.9566E-06	71057.5048	-.6846584	143008.
10.450	3.16E-07	.0698742	-.1315886	-1.8856E-06	71051.3425	-.3932749	137067.
10.560	1.12E-07	.0532112	-.1609729	-1.8281E-06	71042.7120	-.1409845	138728.
10.670	-8.66E-08	.0348371	-.1626510	-1.7869E-06	71033.1952	.1104731	140389.
10.780	-2.81E-07	.0177965	-.1365939	-1.7623E-06	71024.3691	.3632917	142050.
10.890	-4.74E-07	.0051499	-.0825349	-1.7515E-06	71017.8189	.6195998	143711.
11.000	-6.67E-07	0.0000	0.0000	-1.7491E-06	71015.1515	.8810345	72686.1168

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00439140 m
Computed slope at pile head = 5.913830E-17
Maximum bending moment = -200.36773 kN- m
Maximum shear force = 132.40000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 132.400	S= 0.000	937.4000	.0043914	-200.3677	132.4000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제2교 A2_상시.lpd
Name of output file: 탑리제2교 A2_상시.lpo
Name of plot output file: 탑리제2교 A2_상시.lpp
Name of runtime file: 탑리제2교 A2_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 16:53:48

Problem Title

탑리제2교 A2_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 8.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	8.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 3.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 3.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 4.200 m

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 45987.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 45987.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 6.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 7.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	3.20	19.00000
3	3.20	17.50000
4	4.20	17.50000
5	4.20	19.50000
6	6.20	9.50000
7	6.20	10.00000
8	10.30	10.00000
9	10.30	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	3.200	.00000	25.00	------	------	
3	3.200	30.00000	.00	.01000	.0	
4	4.200	30.00000	.00	.01000	.0	
5	4.200	.00000	29.00	------	------	
6	6.200	.00000	29.00	------	------	
7	6.200	.00000	31.00	------	------	
8	10.300	.00000	31.00	------	------	
9	10.300	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 116.838 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 890.017 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 116.838 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 890.017 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003619	-171.3615	116.8380	1.8974E-17	156181.	0.0000	0.0000
.0800	.003614	-162.0103	116.7093	-.0001134	151338.	-3.2181	71.2315
.160	.003601	-152.6719	116.3175	-.0002205	146501.	-6.5756	146.0946
.240	.003579	-143.3681	115.6544	-.0003212	141682.	-10.0016	223.5642
.320	.003549	-134.1214	114.7165	-.0004156	136893.	-13.4472	303.0908
.400	.003512	-124.9543	113.5003	-.0005037	132145.	-16.9573	386.2214
.480	.003469	-115.8896	112.0058	-.0005856	127450.	-20.4056	470.6150
.560	.003419	-106.9500	110.2403	-.0006615	122820.	-23.7326	555.3514
.640	.003363	-98.1570	108.2138	-.0007312	118265.	-26.9280	640.5839
.720	.003302	-89.5316	105.9370	-.0007951	113798.	-29.9928	726.7100
.800	.003236	-81.0939	103.4248	-.0008531	109428.	-32.8117	811.2391
.880	.003165	-72.8622	100.6990	-.0009055	105164.	-35.3347	893.0643
.960	.003091	-64.8531	97.7758	-.0009524	101016.	-37.7440	976.9274
1.040	.003013	-57.0824	94.6660	-.0009938	96991.0922	-40.0026	1062.1756
1.120	.002932	-49.5650	91.3889	-.0010301	93097.4839	-41.9238	1143.9661
1.200	.002848	-42.3135	87.9731	-.0010614	89341.6031	-43.4700	1221.0404
1.280	.002762	-35.3382	84.4346	-.0010878	85728.7571	-44.9943	1303.2365
1.360	.002674	-28.6491	80.7840	-.0011096	82264.1737	-46.2708	1384.3077
1.440	.002584	-22.2547	77.0463	-.0011269	78952.2520	-47.1701	1460.1070
1.520	.002494	-16.1612	73.2528	-.0011399	75796.1338	-47.6675	1529.2020
1.600	.002402	-10.3719	69.4280	-.0011490	72797.6206	-47.9523	1597.0229
1.680	.002310	-4.8891	65.5972	-.0011542	69957.8016	-47.8178	1656.1098
1.760	.002217	.2879872	61.7949	-.0011557	67574.6919	-47.2406	1704.3453
1.840	.002125	5.1627	58.0503	-.0011539	70099.5223	-46.3757	1745.9340
1.920	.002033	9.7403	54.3562	-.0011488	72470.4948	-45.9754	1809.3439
2.000	.001941	14.0233	50.7085	-.0011407	74688.8213	-45.2183	1863.5601
2.080	.001850	18.0161	47.1356	-.0011298	76756.9040	-44.1036	1906.8921
2.160	.001760	21.7259	43.6660	-.0011163	78678.3377	-42.6358	1937.5610
2.240	.001672	25.1617	40.3276	-.0011003	80457.8951	-40.8251	1953.7330
2.320	.001584	28.3350	37.1470	-.0010821	82101.4920	-38.6888	1953.5689
2.400	.001499	31.2593	34.1494	-.0010619	83616.1304	-36.2512	1935.2921
2.480	.001414	33.9501	31.2942	-.0010397	85009.8169	-35.1295	1986.9169
2.560	.001332	36.4144	28.4832	-.0010158	86286.2025	-35.1464	2110.6037
2.640	.001252	38.6520	25.6760	-.0009902	87445.1694	-35.0313	2238.5761
2.720	.001174	40.6636	22.8834	-.0009632	88487.0428	-34.7843	2370.8164
2.800	.001098	42.4506	20.1158	-.0009350	89412.5913	-34.4062	2507.2908
2.880	.001024	44.0153	17.3836	-.0009055	90223.0232	-33.8989	2647.9487
2.960	.000953	45.3609	14.6970	-.0008751	90919.9809	-33.2652	2792.7222
3.040	.000884	46.4914	12.0661	-.0008439	91505.5313	-32.5088	2941.5250
3.120	.000818	47.4116	9.4698	-.0008119	91982.1534	-32.3969	3168.8299
3.200	.000754	48.1222	7.1467	-.0007794	92350.1951	-25.6812	2723.9875
3.280	.000693	48.6661	5.1061	-.0007465	92631.9000	-25.3354	2923.9657

3.360	.000635	49.0455	3.0943	-.0007133	92828.4009	-24.9589	3145.5183
3.440	.000579	49.2627	1.1139	-.0006798	92940.9360	-24.5514	3391.9299
3.520	.000526	49.3205	-.8326630	-.0006463	92970.8509	-24.1120	3667.1631
3.600	.000476	49.2216	-2.7427	-.0006128	92919.6008	-23.6399	3976.0436
3.680	.000428	48.9689	-4.6137	-.0005794	92788.7528	-23.1342	4324.5105
3.760	.000383	48.5659	-6.4428	-.0005462	92579.9896	-22.5938	4719.9603
3.840	.000341	48.0159	-8.2273	-.0005133	92295.1129	-22.0170	5171.7310
3.920	.000301	47.3226	-9.9640	-.0004809	91936.0482	-21.4023	5691.7961
4.000	.000264	46.4901	-11.6500	-.0004490	91504.8509	-20.7471	6295.7896
4.080	.000229	45.5225	-13.2818	-.0004177	91003.7134	-20.0487	7004.5621
4.160	.000197	44.4245	-14.8557	-.0003871	90434.9753	-19.2985	7844.7988
4.240	.000167	43.2007	-16.3718	-.0003573	89801.1508	-18.6033	8909.3158
4.320	.000140	41.8559	-17.8128	-.0003283	89104.5751	-17.4208	9980.4212
4.400	.000115	40.3975	-19.1537	-.0003004	88349.2018	-16.1032	11249.9232
4.480	9.16E-05	38.8340	-20.3835	-.0002734	87539.4352	-14.6420	12790.0204
4.560	7.08E-05	37.1750	-21.4413	-.0002475	86680.1582	-11.8027	13342.2650
4.640	5.20E-05	35.4387	-22.2678	-.0002228	85780.8244	-8.8599	13636.5818
4.720	3.51E-05	33.6439	-22.8668	-.0001993	84851.2320	-6.1147	13930.8986
4.800	2.01E-05	31.8084	-23.2542	-.0001771	83900.5261	-3.5711	14225.2154
4.880	6.78E-06	29.9484	-23.4463	-.0001561	82937.1842	-1.2312	14519.5322
4.960	-4.89E-06	28.0792	-23.4594	-.0001363	81969.0097	.9047908	14813.8490
5.040	-1.50E-05	26.2144	-23.3097	-.0001178	81003.1299	2.8380	15108.1658
5.120	-2.37E-05	24.3664	-23.0133	-.0001006	80045.9998	4.5711	15402.4826
5.200	-3.11E-05	22.5466	-22.5862	-8.4683E-05	79103.4108	6.1081	15696.7994
5.280	-3.73E-05	20.7647	-22.0437	-6.9948E-05	78180.5034	7.4541	15991.1162
5.360	-4.23E-05	19.0295	-21.4009	-5.6411E-05	77281.7843	8.6154	16285.4330
5.440	-4.63E-05	17.3486	-20.6723	-4.4035E-05	76411.1465	9.5991	16579.7498
5.520	-4.94E-05	15.7282	-19.8718	-3.2782E-05	75571.8928	10.4129	16874.0666
5.600	-5.16E-05	14.1738	-19.0127	-2.2610E-05	74766.7617	11.0655	17168.3834
5.680	-5.30E-05	12.6894	-18.1074	-1.3471E-05	73997.9554	11.5658	17462.7002
5.760	-5.37E-05	11.2785	-17.1679	-5.3176E-06	73267.1696	11.9233	17757.0170
5.840	-5.38E-05	9.9433	-16.2050	1.9020E-06	72575.6248	12.1477	18051.3338
5.920	-5.34E-05	8.6854	-15.2292	8.2394E-06	71924.0982	12.2488	18345.6506
6.000	-5.25E-05	7.5055	-14.2498	1.3747E-05	71312.9564	12.2366	18639.9674
6.080	-5.12E-05	6.4035	-13.2754	1.8479E-05	70742.1889	12.1212	18934.2842
6.160	-4.96E-05	5.3788	-12.3141	2.2487E-05	70211.4405	11.9124	19228.6010
6.240	-4.76E-05	4.4300	-11.2170	2.5824E-05	69720.0450	15.5161	26068.9023
6.320	-4.54E-05	3.5804	-9.9949	2.8549E-05	69279.9719	15.0364	26478.7839
6.400	-4.30E-05	2.8268	-8.8147	3.0729E-05	68889.6523	14.4687	26888.6655
6.480	-4.05E-05	2.1657	-7.6829	3.2427E-05	68547.2234	13.8242	27298.5471
6.560	-3.79E-05	1.5929	-6.6055	3.3706E-05	68250.5652	13.1128	27708.4287
6.640	-3.51E-05	1.1040	-5.5872	3.4624E-05	67997.3340	12.3438	28118.3103
6.720	-3.23E-05	.6940168	-4.6324	3.5235E-05	67784.9930	11.5253	28528.1919
6.800	-2.95E-05	.3577767	-3.7449	3.5593E-05	67610.8390	10.6644	28938.0735
6.880	-2.66E-05	.0897713	-2.9276	3.5745E-05	67472.0269	9.7673	29347.9551
6.960	-2.38E-05	-.1157279	-2.1833	3.5736E-05	67485.4710	8.8391	29757.8367
7.040	-2.09E-05	-.2646515	-1.5144	3.5607E-05	67562.6053	7.8839	30167.7183
7.120	-1.81E-05	-.3631050	-.9228582	3.5394E-05	67613.5988	6.9050	30577.5999
7.200	-1.52E-05	-.4173489	-.4104717	3.5128E-05	67641.6942	5.9046	30987.4815
7.280	-1.24E-05	-.4337828	.0210854	3.4838E-05	67650.2060	4.8843	31397.3631
7.360	-9.67E-06	-.4189363	.3702415	3.4548E-05	67642.5164	3.8446	31807.2447
7.440	-6.92E-06	-.3794640	.6354546	3.4277E-05	67622.0718	2.7857	32217.1263
7.520	-4.19E-06	-.3221447	.8151634	3.4038E-05	67592.3836	1.7070	32627.0079

7.600	-1.47E-06	-.2538849	.9077464	3.3842E-05	67557.0288	.6075646	33036.8895
7.680	1.23E-06	-.1817245	.9114923	3.3694E-05	67519.6536	-.5139182	33446.7711
7.760	3.92E-06	-.1128443	.8245801	3.3594E-05	67483.9775	-1.6589	33856.6527
7.840	6.60E-06	-.0545755	.6450728	3.3537E-05	67453.7974	-2.8288	34266.5343
7.920	9.29E-06	-.0144083	.3709242	3.3513E-05	67432.9930	-4.0249	34676.4159
8.000	1.20E-05	0.0000	0.0000	3.3508E-05	67425.5303	-5.2482	17543.1488

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00361889 m
Computed slope at pile head = 1.897354E-17
Maximum bending moment = -171.36149 kN- m
Maximum shear force = 116.83800 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 116.838	S= 0.000	890.0170	.0036189	-171.3615	116.8380

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)=
Name of input data file: 탑리제2교 A2_지진시.lpd
Name of output file: 탑리제2교 A2_지진시.lpo
Name of plot output file: 탑리제2교 A2_지진시.lpp
Name of runtime file: 탑리제2교 A2_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 16:57:37

Problem Title

탑리제2교 A2_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 8.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	8.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 3.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 3.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 4.200 m

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 98574.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 98574.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 6.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 7.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	3.20	19.00000
3	3.20	17.50000
4	4.20	17.50000
5	4.20	19.50000
6	6.20	9.50000
7	6.20	10.00000
8	10.30	10.00000
9	10.30	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	3.200	.00000	25.00	------	------	
3	3.200	30.00000	.00	.01000	.0	
4	4.200	30.00000	.00	.01000	.0	
5	4.200	.00000	29.00	------	------	
6	6.200	.00000	29.00	------	------	
7	6.200	.00000	31.00	------	------	
8	10.300	.00000	31.00	------	------	
9	10.300	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 208.200 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 1273.700 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 208.200 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 1273.700 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.009521	-352.2338	208.2000	1.0842E-16	278930.	0.0000	0.0000
.0800	.009511	-335.5656	208.0338	-.0002340	270297.	-4.1548	34.9467
.160	.009483	-318.9007	207.5258	-.0004566	261666.	-8.5461	72.0937
.240	.009438	-302.2684	206.6602	-.0006679	253051.	-13.0942	110.9906
.320	.009376	-285.6990	205.4272	-.0008680	244469.	-17.7304	151.2761
.400	.009299	-269.2232	203.8206	-.0010568	235935.	-22.4335	192.9930
.480	.009207	-252.8723	201.8394	-.0012344	227466.	-27.0963	235.4326
.560	.009102	-236.6773	199.4898	-.0014009	219078.	-31.6453	278.1480
.640	.008983	-220.6685	196.7816	-.0015565	210787.	-36.0578	321.1137
.720	.008853	-204.8751	193.7264	-.0017013	202606.	-40.3237	364.3978
.800	.008711	-189.3255	190.3410	-.0018354	194553.	-44.3106	406.9400
.880	.008559	-174.0465	186.6504	-.0019590	186639.	-47.9542	448.2222
.960	.008398	-159.0622	182.6719	-.0020723	178878.	-51.5091	490.7059
1.040	.008227	-144.3967	178.4144	-.0021755	171282.	-54.9287	534.1020
1.120	.008049	-130.0726	173.8989	-.0022689	163863.	-57.9585	576.0235
1.200	.007864	-116.1104	169.1586	-.0023527	156631.	-60.5484	615.9231
1.280	.007673	-102.5278	164.2140	-.0024270	149596.	-63.0659	657.5319
1.360	.007476	-89.3416	159.0809	-.0024923	142766.	-65.2624	698.3589
1.440	.007274	-76.5669	153.7908	-.0025488	136150.	-66.9902	736.7355
1.520	.007068	-64.2156	148.3827	-.0025966	129753.	-68.2126	772.0413
1.600	.006859	-52.2965	142.8699	-.0026363	123579.	-69.6071	811.8857
1.680	.006646	-40.8192	137.2645	-.0026680	117635.	-70.5288	848.9162
1.760	.006432	-29.7905	131.6064	-.0026920	111922.	-70.9220	882.1237
1.840	.006216	-19.2136	125.9291	-.0027087	106444.	-71.0119	913.9588
1.920	.005999	-9.0898	120.2109	-.0027183	101200.	-71.9432	959.4747
2.000	.005781	.5741198	114.4355	-.0027212	96789.7869	-72.4395	1002.4775
2.080	.005563	9.7744	108.6389	-.0027177	101555.	-72.4764	1042.2338
2.160	.005346	18.5102	102.8585	-.0027080	106080.	-72.0325	1077.9254
2.240	.005130	26.7837	97.1336	-.0026926	110365.	-71.0902	1108.6469
2.320	.004915	34.6003	91.5046	-.0026717	114413.	-69.6365	1133.4079
2.400	.004702	41.9689	86.0126	-.0026457	118230.	-67.6639	1151.1386
2.480	.004492	48.9015	80.6164	-.0026148	121821.	-67.2411	1197.5581
2.560	.004284	55.4004	75.1970	-.0025793	125187.	-68.2437	1274.3840
2.640	.004079	61.4586	69.7054	-.0025395	128325.	-69.0444	1354.0803
2.720	.003878	67.0708	64.1582	-.0024958	131231.	-69.6363	1436.6499
2.800	.003680	72.2326	58.5722	-.0024484	133905.	-70.0133	1522.0852
2.880	.003486	76.9413	52.9649	-.0023977	136344.	-70.1708	1610.3668
2.960	.003296	81.1956	47.3538	-.0023439	138547.	-70.1052	1701.4623
3.040	.003111	84.9956	41.7571	-.0022873	140515.	-69.8142	1795.3253
3.120	.002930	88.3429	36.1493	-.0022284	142249.	-70.3796	1921.4591
3.200	.002754	91.2336	31.7523	-.0021673	143746.	-39.5452	1148.5719
3.280	.002583	93.8649	28.5994	-.0021043	145109.	-39.2780	1216.2779

3.360	.002418	96.2383	25.4693	-.0020396	146339.	-38.9750	1289.6557
3.440	.002257	98.3557	22.3648	-.0019734	147435.	-38.6356	1369.3626
3.520	.002102	100.2189	19.2890	-.0019059	148400.	-38.2595	1456.1549
3.600	.001952	101.8303	16.2448	-.0018372	149235.	-37.8461	1550.9073
3.680	.001808	103.1924	13.2352	-.0017674	149940.	-37.3948	1654.6360
3.760	.001669	104.3081	10.2632	-.0016968	150518.	-36.9051	1768.5281
3.840	.001537	105.1804	7.3319	-.0016256	150970.	-36.3764	1893.9777
3.920	.001409	105.8125	4.4445	-.0015538	151298.	-35.8081	2032.6320
4.000	.001288	106.2081	1.6042	-.0014816	151502.	-35.1993	2186.4499
4.080	.001172	106.3711	-1.1857	-.0014093	151587.	-34.5492	2357.7778
4.160	.001062	106.3056	-3.9216	-.0013370	151553.	-33.8492	2548.8522
4.240	.000958	106.0161	-7.4278	-.0012647	151403.	-53.8060	4491.5680
4.320	.000860	105.3749	-11.6844	-.0011928	151071.	-52.6076	4893.4261
4.400	.000767	104.3897	-15.8364	-.0011215	150561.	-51.1921	5336.0291
4.480	.000681	103.0697	-19.8666	-.0010509	149877.	-49.5630	5825.6610
4.560	.000599	101.4252	-23.7581	-.0009813	149025.	-47.7241	6370.1098
4.640	.000524	99.4683	-27.4942	-.0009130	148012.	-45.6791	6979.1861
4.720	.000453	97.2122	-31.0586	-.0008461	146843.	-43.4320	7665.4921
4.800	.000388	94.6714	-34.4353	-.0007808	145527.	-40.9856	8445.5923
4.880	.000328	91.8617	-37.6084	-.0007173	144072.	-38.3419	9341.8748
4.960	.000273	88.8002	-40.5621	-.0006559	142486.	-35.5004	10385.6491
5.040	.000223	85.5054	-43.2804	-.0005966	140780.	-32.4566	11622.6115
5.120	.000178	81.9969	-45.7467	-.0005396	138962.	-29.1998	13123.2148
5.200	.000137	78.2959	-47.9430	-.0004851	137045.	-25.7075	15004.2911
5.280	.000100	74.4249	-49.8487	-.0004331	135040.	-21.9362	17480.3282
5.360	6.78E-05	70.4084	-51.4381	-.0003838	132960.	-17.7979	21010.1642
5.440	3.90E-05	66.2731	-52.6736	-.0003373	130818.	-13.0909	26868.7541
5.520	1.38E-05	62.0494	-53.4467	-.0002937	128631.	-6.2363	36169.8794
5.600	-8.01E-06	57.7814	-53.5487	-.0002529	126420.	3.6861	36800.7530
5.680	-2.67E-05	53.5331	-52.9498	-.0002151	124220.	11.2867	33849.8861
5.760	-4.24E-05	49.3533	-51.8838	-.0001801	122055.	15.3630	28971.5834
5.840	-5.55E-05	45.2684	-50.5271	-.0001479	119939.	18.5539	26752.3068
5.920	-6.61E-05	41.2991	-48.9388	-.0001184	117883.	21.1535	25609.2430
6.000	-7.44E-05	37.4623	-47.1608	-9.1622E-05	115896.	23.2977	25041.1088
6.080	-8.07E-05	33.7720	-45.2263	-6.7389E-05	113984.	25.0636	24833.6944
6.160	-8.52E-05	30.2398	-43.1638	-4.5612E-05	112155.	26.5006	24879.5359
6.240	-8.80E-05	26.8751	-40.8955	-2.6182E-05	110412.	30.2072	27449.0497
6.320	-8.94E-05	23.7019	-38.4383	-8.9762E-06	108769.	31.2226	27939.1978
6.400	-8.95E-05	20.7268	-35.9102	6.1382E-06	107228.	31.9780	28591.7885
6.480	-8.84E-05	17.9550	-33.3315	1.9298E-05	105792.	32.4903	29396.4705
6.560	-8.64E-05	15.3899	-30.7210	3.0641E-05	104464.	32.7732	30350.0960
6.640	-8.35E-05	13.0334	-28.0965	4.0311E-05	103243.	32.8381	31455.2678
6.720	-7.99E-05	10.8862	-25.4752	4.8448E-05	102131.	32.6942	32719.7949
6.800	-7.58E-05	8.9475	-22.8735	5.5195E-05	101127.	32.3488	34156.8223
6.880	-7.11E-05	7.2152	-20.3073	6.0694E-05	100230.	31.8072	35785.5945
6.960	-6.61E-05	5.6860	-17.7921	6.5083E-05	99437.4420	31.0727	37632.9694
7.040	-6.07E-05	4.3552	-15.3433	6.8499E-05	98748.1803	30.1462	39735.9897
7.120	-5.51E-05	3.2171	-12.9765	7.1075E-05	98158.6922	29.0252	42146.1197
7.200	-4.93E-05	2.2645	-10.7073	7.2939E-05	97665.3029	27.7038	44936.3302
7.280	-4.34E-05	1.4890	-8.5523	7.4216E-05	97263.6662	26.1704	48213.4085
7.360	-3.74E-05	.8809863	-6.5293	7.5023E-05	96948.7269	24.4060	52140.6013
7.440	-3.14E-05	.4290680	-4.6578	7.5468E-05	96714.6580	22.3803	56982.6187
7.520	-2.54E-05	.1203541	-2.9608	7.5655E-05	96554.7611	20.0450	63204.9892

7.600	-1.93E-05	-.0600799	-1.4751	7.5676E-05	96523.5424	17.0983	70815.9583
7.680	-1.33E-05	-.1310807	-.3156926	7.5611E-05	96560.3169	11.8864	71694.5567
7.760	-7.22E-06	-.1259996	.4216807	7.5523E-05	96557.6851	6.5480	72573.1551
7.840	-1.18E-06	-.0790028	.7269224	7.5453E-05	96533.3434	1.0831	73451.7535
7.920	4.85E-06	-.0250688	.5898275	7.5418E-05	96505.4085	-4.5105	74330.3519
8.000	1.09E-05	0.0000	0.0000	7.5410E-05	96492.4242	-10.2352	37604.4752

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00952073 m
Computed slope at pile head = 1.084202E-16
Maximum bending moment = -352.23382 kN- m
Maximum shear force = 208.20000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 16
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 208.200	S= 0.000	1273.7000	.0095207	-352.2338	208.2000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제4교 A1_상시.lpd
Name of output file: 탑리제4교 A1_상시.lpo
Name of plot output file: 탑리제4교 A1_상시.lpp
Name of runtime file: 탑리제4교 A1_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 17:26:45

Problem Title

탑리제4교 A1_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 2.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 5.300 m

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 20817.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 20817.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.800 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.800 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.20	19.00000
3	2.20	17.50000
4	5.30	7.50000
5	5.30	8.00000
6	7.30	8.00000
7	7.30	10.00000
8	7.80	10.00000
9	7.80	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	2.200	.00000	25.00	------	------	
3	2.200	30.00000	.00	.01000	.0	
4	5.300	30.00000	.00	.01000	.0	
5	5.300	.00000	27.00	------	------	
6	7.300	.00000	27.00	------	------	
7	7.300	.00000	31.00	------	------	
8	7.800	.00000	31.00	------	------	
9	7.800	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 109.318 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 974.282 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 109.318 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 974.282 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003421	-159.5137	109.3180	-2.8912E-17	156429.	0.0000	0.0000
.0900	.003415	-149.6697	109.1570	-.0001183	151330.	-3.5779	94.2841
.180	.003399	-139.8447	108.6668	-.0002291	146241.	-7.3155	193.6765
.270	.003374	-130.0695	107.8375	-.0003324	141178.	-11.1129	296.4297
.360	.003340	-120.3756	106.6640	-.0004283	136157.	-14.9648	403.2869
.450	.003297	-110.7949	105.1438	-.0005168	131195.	-18.8176	513.6818
.540	.003247	-101.3591	103.2824	-.0005980	126308.	-22.5459	624.9977
.630	.003189	-92.0992	101.0934	-.0006720	121512.	-26.0992	736.4978
.720	.003126	-83.0445	98.5913	-.0007390	116822.	-29.5033	849.5150
.810	.003056	-74.2231	95.7966	-.0007992	112253.	-32.6009	960.0144
.900	.002982	-65.6609	92.7401	-.0008527	107818.	-35.3219	1066.1227
.990	.002903	-57.3804	89.4411	-.0008998	103529.	-37.9882	1177.8092
1.080	.002820	-49.4037	85.9171	-.0009407	99397.6542	-40.3246	1287.0320
1.170	.002733	-41.7503	82.2027	-.0009756	95433.6305	-42.2168	1389.9974
1.260	.002644	-34.4361	78.3288	-.0010048	91645.2701	-43.8697	1493.1664
1.350	.002553	-27.4749	74.3135	-.0010284	88039.7616	-45.3581	1599.2333
1.440	.002459	-20.8793	70.1853	-.0010470	84623.5912	-46.3815	1697.4998
1.530	.002364	-14.6580	65.9866	-.0010606	81401.2820	-46.9233	1786.2965
1.620	.002268	-8.8158	61.7534	-.0010695	78375.3231	-47.1463	1870.7118
1.710	.002172	-3.3548	57.5243	-.0010742	75546.8531	-46.8334	1940.9242
1.800	.002075	1.7270	53.3485	-.0010748	74703.7357	-45.9631	1993.7210
1.890	.001978	6.4364	49.2396	-.0010717	77142.9480	-45.3455	2063.0575
1.980	.001882	10.7781	45.1912	-.0010651	79391.6958	-44.6201	2133.8550
2.070	.001786	14.7576	41.2279	-.0010553	81452.8719	-43.4516	2189.0475
2.160	.001692	18.3842	37.3896	-.0010426	83331.2397	-41.8454	2225.8337
2.250	.001599	21.6706	34.2905	-.0010273	85033.4121	-27.0224	1521.1675
2.340	.001507	24.7366	31.8583	-.0010096	86621.4623	-27.0258	1613.9406
2.430	.001417	27.5821	29.4275	-.0009895	88095.2696	-26.9927	1714.3470
2.520	.001329	30.2071	27.0013	-.0009674	89454.8742	-26.9227	1823.2685
2.610	.001243	32.6120	24.5831	-.0009434	90700.4783	-26.8158	1941.7188
2.700	.001159	34.7975	22.1761	-.0009176	91832.4470	-26.6716	2070.8692
2.790	.001078	36.7646	19.7839	-.0008902	92851.3090	-26.4900	2212.0794
2.880	.000999	38.5147	17.4096	-.0008614	93757.7578	-26.2708	2366.9373
2.970	.000923	40.0494	15.0568	-.0008313	94552.6523	-26.0136	2537.3080
3.060	.000849	41.3707	12.7289	-.0008001	95237.0185	-25.7181	2725.3968
3.150	.000779	42.4810	10.4293	-.0007681	95812.0500	-25.3839	2933.8304
3.240	.000711	43.3827	8.1616	-.0007352	96279.1104	-25.0106	3165.7629
3.330	.000646	44.0790	5.9292	-.0007017	96639.7343	-24.5976	3425.0155
3.420	.000585	44.5730	3.7358	-.0006678	96895.6302	-24.1442	3716.2643
3.510	.000526	44.8685	1.5851	-.0006336	97048.6833	-23.6494	4045.2964
3.600	.000471	44.9695	-.5191606	-.0005992	97100.9588	-23.1123	4419.3671
3.690	.000418	44.8802	-2.5731	-.0005648	97054.7068	-22.5312	4847.7064

3.780	.000369	44.6053	-4.5727	-.0005305	96912.3683	-21.9042	5342.2574
3.870	.000323	44.1501	-6.5137	-.0004966	96676.5831	-21.2290	5918.7830
3.960	.000280	43.5200	-8.3916	-.0004630	96350.2000	-20.5020	6598.5791
4.050	.000239	42.7208	-10.2015	-.0004300	95936.2907	-19.7188	7411.2313
4.140	.000202	41.7591	-11.9382	-.0003977	95438.1689	-18.8731	8399.2600
4.230	.000168	40.6417	-13.5955	-.0003661	94859.4159	-17.9561	9626.3974
4.320	.000136	39.3761	-15.1665	-.0003355	94203.9179	-16.9547	11193.3986
4.410	.000107	37.9706	-16.6394	-.0003059	93475.9201	-15.7778	13211.4635
4.500	8.13E-05	36.4347	-17.9963	-.0002774	92680.4090	-14.3745	15921.1597
4.590	5.75E-05	34.7799	-19.2198	-.0002502	91823.3249	-12.8145	20042.8302
4.680	3.62E-05	33.0190	-20.2908	-.0002242	90911.2704	-10.9858	27295.6131
4.770	1.72E-05	31.1669	-21.1710	-.0001997	89951.9785	-8.5748	44924.6475
4.860	2.81E-07	29.2432	-21.5648	-.0001766	88955.6290	-.1759595	56395.3123
4.950	-1.46E-05	27.3162	-21.2086	-.0001549	87957.5247	8.0929	49880.6731
5.040	-2.76E-05	25.4528	-20.3936	-.0001347	86992.4235	10.0161	32657.2124
5.130	-3.89E-05	23.6689	-19.4377	-.0001159	86068.4585	11.2283	26010.8033
5.220	-4.85E-05	21.9744	-18.3884	-9.8448E-05	85190.7773	12.0893	22448.4000
5.310	-5.66E-05	20.3763	-17.6306	-8.2239E-05	84363.0511	4.7506	7557.7944
5.400	-6.33E-05	18.8153	-17.1724	-6.7240E-05	83554.5470	5.4318	7726.4121
5.490	-6.87E-05	17.2971	-16.6568	-5.3419E-05	82768.1771	6.0243	7895.0298
5.580	-7.29E-05	15.8265	-16.0919	-4.0742E-05	82006.4801	6.5304	8063.6475
5.670	-7.60E-05	14.4077	-15.4851	-2.9171E-05	81271.6302	6.9525	8232.2652
5.760	-7.81E-05	13.0442	-14.8441	-1.8665E-05	80565.4474	7.2936	8400.8829
5.850	-7.94E-05	11.7390	-14.1758	-9.1796E-06	79889.4103	7.5572	8569.5006
5.940	-7.98E-05	10.4942	-13.4871	-6.7053E-07	79244.6702	7.7468	8738.1183
6.030	-7.95E-05	9.3115	-12.7845	6.9095E-06	78632.0659	7.8665	8906.7360
6.120	-7.85E-05	8.1918	-12.0741	1.3608E-05	78052.1406	7.9204	9075.3537
6.210	-7.70E-05	7.1357	-11.3616	1.9474E-05	77505.1593	7.9128	9243.9714
6.300	-7.50E-05	6.1433	-10.6524	2.4557E-05	76991.1268	7.8481	9412.5891
6.390	-7.26E-05	5.2140	-9.9513	2.8903E-05	76509.8063	7.7309	9581.2068
6.480	-6.98E-05	4.3470	-9.2630	3.2562E-05	76060.7382	7.5657	9749.8245
6.570	-6.68E-05	3.5409	-8.5915	3.5581E-05	75643.2597	7.3570	9918.4422
6.660	-6.34E-05	2.7943	-7.9405	3.8006E-05	75256.5234	7.1095	10087.0599
6.750	-5.99E-05	2.1050	-7.3133	3.9881E-05	74899.5171	6.8276	10255.6776
6.840	-5.63E-05	1.4709	-6.7128	4.1249E-05	74571.0819	6.5158	10424.2953
6.930	-5.25E-05	.8894552	-6.1416	4.2153E-05	74269.9315	6.1782	10592.9130
7.020	-4.87E-05	.3580065	-5.6017	4.2630E-05	73994.6702	5.8193	10761.5307
7.110	-4.48E-05	-.1263300	-5.0949	4.2719E-05	73874.6744	5.4430	10930.1484
7.200	-4.10E-05	-.5665695	-4.6226	4.2454E-05	74102.6944	5.0534	11098.7661
7.290	-3.72E-05	-.9658383	-4.1857	4.1867E-05	74309.4938	4.6543	11267.3838
7.380	-3.34E-05	-1.3273	-3.4373	4.0989E-05	74496.7332	11.9767	32231.9161
7.470	-2.98E-05	-1.5917	-2.4104	3.9872E-05	74633.6801	10.8436	32750.6725
7.560	-2.63E-05	-1.7682	-1.4855	3.8586E-05	74725.0788	9.7091	33269.4289
7.650	-2.29E-05	-1.8659	-.6625511	3.7196E-05	74775.6826	8.5796	33788.1853
7.740	-1.96E-05	-1.8940	.0592225	3.5757E-05	74790.2271	7.4598	34306.9417
7.830	-1.64E-05	-1.8615	.6623692	3.4319E-05	74773.4092	5.9435	32582.9167
7.920	-1.34E-05	-1.7808	1.1515	3.2925E-05	74731.5916	4.9257	33101.6731
8.010	-1.05E-05	-1.6600	1.5495	3.1608E-05	74669.0472	3.9188	33620.4295
8.100	-7.70E-06	-1.5074	1.8573	3.0396E-05	74590.0043	2.9219	34139.1859
8.190	-5.02E-06	-1.3310	2.0758	2.9310E-05	74498.6507	1.9328	34657.9423
8.280	-2.43E-06	-1.1389	2.2054	2.8365E-05	74399.1420	.9486261	35176.6987
8.370	8.65E-08	-.9390405	2.2466	2.7569E-05	74295.6140	-.0343103	35695.4551
8.460	2.54E-06	-.7393731	2.1991	2.6927E-05	74192.1972	-1.0202	36214.2115

8.550	4.93E-06	-.5479197	2.0626	2.6434E-05	74093.0348	-2.0135	36732.9679
8.640	7.29E-06	-.3727389	1.8362	2.6082E-05	74002.3008	-3.0189	37251.7243
8.730	9.63E-06	-.2219860	1.5185	2.5854E-05	73924.2190	-4.0406	37770.4807
8.820	1.19E-05	-.1039473	1.1079	2.5730E-05	73863.0814	-5.0828	38289.2371
8.910	1.43E-05	-.0270725	.6025040	2.5679E-05	73823.2645	-6.1487	38807.9935
9.000	1.66E-05	0.0000	0.0000	2.5669E-05	73809.2424	-7.2403	19663.3749

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00342078 m
Computed slope at pile head = -2.891206E-17
Maximum bending moment = -159.51370 kN- m
Maximum shear force = 109.31800 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 17
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 109.318	S= 0.000	974.2820	.0034208	-159.5137	109.3180

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제4교 A1_지진시.lpd
Name of output file: 탑리제4교 A1_지진시.lpo
Name of plot output file: 탑리제4교 A1_지진시.lpp
Name of runtime file: 탑리제4교 A1_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 17:31:21

Problem Title

탑리제4교 A1_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 2.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 5.300 m

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 44621.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 44621.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.800 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.800 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.20	19.00000
3	2.20	17.50000
4	5.30	7.50000
5	5.30	8.00000
6	7.30	8.00000
7	7.30	10.00000
8	7.80	10.00000
9	7.80	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	2.200	.00000	25.00	------	------	
3	2.200	30.00000	.00	.01000	.0	
4	5.300	30.00000	.00	.01000	.0	
5	5.300	.00000	27.00	------	------	
6	7.300	.00000	27.00	------	------	
7	7.300	.00000	31.00	------	------	
8	7.800	.00000	31.00	------	------	
9	7.800	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 219.300 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 1261.100 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 219.300 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 1261.100 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.012482	-389.1201	219.3000	-4.8187E-17	297081.	0.0000	0.0000
.0900	.012469	-369.3662	219.0722	-.0002903	286849.	-5.0631	36.5456
.180	.012430	-349.6212	218.3737	-.0005655	276622.	-10.4580	75.7223
.270	.012367	-329.9305	217.1801	-.0008255	266424.	-16.0675	116.9305
.360	.012281	-310.3414	215.4760	-.0010706	256278.	-21.8012	159.7640
.450	.012174	-290.9018	213.2549	-.0013007	246209.	-27.5564	203.7148
.540	.012047	-271.6602	210.5204	-.0015160	236243.	-33.2097	248.0979
.630	.011901	-252.6640	207.2852	-.0017167	226404.	-38.6848	292.5407
.720	.011738	-233.9592	203.5650	-.0019029	216716.	-43.9861	337.2544
.810	.011559	-215.5904	199.3839	-.0020749	207202.	-48.9256	380.9468
.900	.011365	-197.5991	194.7790	-.0022331	197883.	-53.4069	422.9442
.990	.011157	-180.0233	189.7685	-.0023776	188780.	-57.9359	467.3546
1.080	.010937	-162.9011	184.3669	-.0025088	179912.	-62.1000	511.0313
1.170	.010705	-146.2677	178.6145	-.0026272	171297.	-65.7314	552.6073
1.260	.010464	-130.1541	172.5501	-.0027330	162951.	-69.0332	593.7594
1.350	.010213	-114.5883	166.2003	-.0028266	154888.	-72.0729	635.1052
1.440	.009955	-99.5964	159.6042	-.0029086	147123.	-74.5078	673.5998
1.530	.009690	-85.1993	152.8152	-.0029793	139666.	-76.3594	709.2334
1.620	.009419	-71.4134	145.8460	-.0030393	132526.	-78.5114	750.2085
1.710	.009143	-58.2571	138.7116	-.0030889	125712.	-80.0299	787.8032
1.800	.008863	-45.7441	131.4715	-.0031287	119231.	-80.8607	821.1291
1.890	.008580	-33.8821	124.1233	-.0031592	113087.	-82.4333	864.7259
1.980	.008294	-22.6848	116.6299	-.0031808	107287.	-84.0864	912.4288
2.070	.008007	-12.1666	109.0129	-.0031942	101840.	-85.1811	957.4450
2.160	.007719	-2.3374	101.3244	-.0031997	96748.5171	-85.6746	998.9078
2.250	.007431	6.7981	95.4398	-.0031980	99058.9178	-45.0946	546.1528
2.340	.007144	15.5677	91.3677	-.0031894	103601.	-45.3959	571.9359
2.430	.006857	23.9683	87.2705	-.0031743	107952.	-45.6532	599.2108
2.520	.006572	31.9970	83.1521	-.0031529	112111.	-45.8663	628.1011
2.610	.006289	39.6514	79.0166	-.0031255	116075.	-46.0350	658.7428
2.700	.006010	46.9294	74.8678	-.0030923	119845.	-46.1591	691.2861
2.790	.005733	53.8295	70.7099	-.0030538	123419.	-46.2385	725.8972
2.880	.005460	60.3504	66.5469	-.0030101	126796.	-46.2730	762.7606
2.970	.005191	66.4913	62.3828	-.0029615	129977.	-46.2626	802.0813
3.060	.004927	72.2516	58.2217	-.0029084	132960.	-46.2072	844.0878
3.150	.004668	77.6314	54.0676	-.0028511	135747.	-46.1066	889.0355
3.240	.004414	82.6309	49.9245	-.0027897	138336.	-45.9608	937.2108
3.330	.004165	87.2510	45.7967	-.0027247	140729.	-45.7698	988.9355
3.420	.003923	91.4928	41.6880	-.0026563	142926.	-45.5338	1044.5725
3.510	.003687	95.3579	37.6027	-.0025848	144928.	-45.2519	1104.5323
3.600	.003458	98.8481	33.5447	-.0025105	146736.	-44.9249	1169.2808
3.690	.003235	101.9658	29.5182	-.0024336	148351.	-44.5526	1239.3491

3.780	.003020	104.7138	25.5273	-.0023545	149774.	-44.1348	1315.3443
3.870	.002812	107.0952	21.5760	-.0022734	151007.	-43.6715	1397.9642
3.960	.002611	109.1135	17.6685	-.0021907	152053.	-43.1626	1488.0137
4.050	.002417	110.7728	13.8088	-.0021065	152912.	-42.6081	1586.4262
4.140	.002231	112.0773	10.0011	-.0020213	153588.	-42.0078	1694.2898
4.230	.002053	113.0318	6.2494	-.0019351	154082.	-41.3616	1812.8799
4.320	.001883	113.6414	2.5580	-.0018484	154398.	-40.6692	1943.7016
4.410	.001721	113.9118	-1.0609	-.0017613	154538.	-39.7509	2079.1622
4.500	.001566	113.8503	-4.5832	-.0016741	154506.	-38.5230	2213.8318
4.590	.001419	113.4668	-7.9943	-.0015871	154307.	-37.2801	2363.9134
4.680	.001280	112.7716	-11.2929	-.0015005	153947.	-36.0218	2531.9625
4.770	.001149	111.7747	-14.4775	-.0014146	153431.	-34.7473	2721.1228
4.860	.001026	110.4867	-17.5467	-.0013295	152764.	-33.4557	2935.3070
4.950	.000910	108.9181	-20.4987	-.0012455	151952.	-32.1457	3179.4486
5.040	.000802	107.0797	-23.3320	-.0011629	150999.	-30.8156	3459.8630
5.130	.000701	104.9823	-26.0445	-.0010817	149913.	-29.4634	3784.7753
5.220	.000607	102.6372	-28.6343	-.0010023	148698.	-28.0861	4165.1164
5.310	.000520	100.0557	-31.5484	-.0009247	147361.	-36.6731	6344.5992
5.400	.000440	97.1684	-34.7387	-.0008492	145866.	-34.2220	6992.9067
5.490	.000367	93.9955	-37.7019	-.0007760	144222.	-31.6268	7748.2356
5.580	.000301	90.5582	-40.4248	-.0007054	142442.	-28.8830	8643.1229
5.670	.000240	86.8791	-42.8937	-.0006375	140537.	-25.9812	9727.1810
5.760	.000186	82.9821	-45.0935	-.0005725	138518.	-22.9026	11081.4834
5.850	.000137	78.8923	-47.0066	-.0005105	136400.	-19.6121	12851.8406
5.940	9.41E-05	74.6368	-48.6110	-.0004518	134196.	-16.0411	15340.5126
6.030	5.60E-05	70.2448	-49.8677	-.0003963	131921.	-11.8836	19091.4861
6.120	2.28E-05	65.7506	-50.6239	-.0003443	129593.	-4.9218	19452.9162
6.210	-5.95E-06	61.2107	-50.7864	-.0002957	127242.	1.3098	19814.3463
6.300	-3.05E-05	56.6761	-50.4203	-.0002506	124893.	6.8269	20175.7764
6.390	-5.11E-05	52.1919	-49.5888	-.0002089	122570.	11.6498	20537.2065
6.480	-6.81E-05	47.7975	-48.3667	-.0001706	120294.	15.5095	20510.2588
6.570	-8.18E-05	43.5247	-46.8680	-.0001357	118081.	17.7947	19586.2625
6.660	-9.25E-05	39.3921	-45.1819	-.0001040	115941.	19.6727	19144.9832
6.750	-.000100	35.4155	-43.3419	-7.5325E-05	113881.	21.2165	19003.6489
6.840	-.000106	31.6077	-41.3759	-4.9674E-05	111909.	22.4722	19073.0955
6.930	-.000109	27.9791	-39.3085	-2.6869E-05	110030.	23.4714	19305.4754
7.020	-.000111	24.5382	-37.1616	-6.7698E-06	108247.	24.2374	19674.0211
7.110	-.000111	21.2916	-34.9554	1.0770E-05	106566.	24.7882	20164.0246
7.200	-.000109	18.2438	-32.7087	2.5901E-05	104987.	25.1383	20768.4329
7.290	-.000106	15.3981	-30.4390	3.8776E-05	103513.	25.2999	21485.5972
7.380	-.000102	12.7560	-27.9456	4.9551E-05	102145.	30.1090	26577.8901
7.470	-9.71E-05	10.3567	-25.2398	5.8397E-05	100902.	30.0204	27837.2806
7.560	-9.14E-05	8.1996	-22.5509	6.5499E-05	99784.8128	29.7335	29263.4007
7.650	-8.53E-05	6.2826	-19.8964	7.1042E-05	98791.9396	29.2533	30876.5285
7.740	-7.87E-05	4.6021	-17.2938	7.5207E-05	97921.5116	28.5830	32704.3785
7.830	-7.17E-05	3.1527	-14.7054	7.8175E-05	97170.7924	28.9371	36306.8992
7.920	-6.46E-05	1.9374	-12.1447	8.0123E-05	96541.3327	27.9679	38972.5878
8.010	-5.73E-05	.9484447	-9.6810	8.1228E-05	96029.1212	26.7801	42056.3522
8.100	-5.00E-05	.1763510	-7.3347	8.1658E-05	95629.2189	25.3595	45678.3334
8.190	-4.26E-05	-.3903462	-5.1278	8.1576E-05	95740.0567	23.6837	50023.7184
8.280	-3.53E-05	-.7651712	-3.0848	8.1134E-05	95934.1956	21.7170	55397.2508
8.370	-2.80E-05	-.9640222	-1.2344	8.0472E-05	96037.1895	19.4014	62347.5567
8.460	-2.08E-05	-1.0056	.3873278	7.9718E-05	96058.7441	16.6379	72001.0975

8.550	-1.37E-05	-.9123991	1.6737	7.8984E-05	96010.4515	11.9482	78738.6573
8.640	-6.58E-06	-.7223007	2.4741	7.8359E-05	95911.9910	5.8379	79850.6334
8.730	4.48E-07	-.4848529	2.7187	7.7897E-05	95789.0061	-.4025897	80962.6095
8.820	7.44E-06	-.2506240	2.3952	7.7615E-05	95667.6883	-6.7862	82074.5856
8.910	1.44E-05	-.0713418	1.4901	7.7492E-05	95574.8299	-13.3267	83186.5617
9.000	2.14E-05	0.0000	0.0000	7.7465E-05	95537.8788	-19.7862	41625.6935

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .01248214 m
Computed slope at pile head = -4.818676E-17
Maximum bending moment = -389.12006 kN- m
Maximum shear force = 219.30000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 20
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 219.300	S= 0.000	1261.1000	.0124821	-389.1201	219.3000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제4교 A2_상시.lpd
Name of output file: 탑리제4교 A2_상시.lpo
Name of plot output file: 탑리제4교 A2_상시.lpp
Name of runtime file: 탑리제4교 A2_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 17:50:16

Problem Title

탑리제4교 A2_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 6.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	6.5000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 1.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 1.600 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 2.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 3 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 2.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.600 m

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.600 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 6.000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 8.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	1.60	19.00000
3	1.60	19.00000
4	2.20	19.00000
5	2.20	17.50000
6	4.60	7.50000
7	4.60	10.00000
8	6.00	10.00000
9	6.00	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	1.600	.00000	25.00	------	------	
3	1.600	.00000	32.00	------	------	
4	2.200	.00000	32.00	------	------	
5	2.200	30.00000	.00	.01000	.0	
6	4.600	30.00000	.00	.01000	.0	
7	4.600	.00000	31.00	------	------	
8	6.000	.00000	31.00	------	------	
9	6.000	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 109.318 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 978.302 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 109.318 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 978.302 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003341	-158.0266	109.3180	1.1009E-16	155963.	0.0000	0.0000
.0650	.003338	-150.9182	109.2352	-8.5395E-05	152281.	-2.5478	49.6126
.130	.003330	-143.8152	108.9836	-.0001669	148602.	-5.1922	101.3563
.195	.003316	-136.7291	108.5583	-.0002444	144932.	-7.8955	154.7528
.260	.003298	-129.6715	107.9565	-.0003180	141277.	-10.6202	209.3148
.325	.003275	-122.6543	107.1772	-.0003878	137642.	-13.3597	265.1571
.390	.003248	-115.6892	106.2183	-.0004537	134034.	-16.1461	323.1662
.455	.003216	-108.7882	105.0794	-.0005157	130460.	-18.8964	381.9250
.520	.003181	-101.9633	103.7639	-.0005740	126925.	-21.5790	441.0105
.585	.003141	-95.2259	102.2773	-.0006285	123436.	-24.1632	499.9746
.650	.003099	-88.5873	100.6248	-.0006793	119997.	-26.6829	559.6954
.715	.003053	-82.0583	98.8117	-.0007264	116616.	-29.1050	619.6488
.780	.003004	-75.6494	96.8463	-.0007700	113296.	-31.3696	678.6869
.845	.002953	-69.3704	94.7396	-.0008101	110044.	-33.4503	736.3018
.910	.002899	-63.2302	92.5045	-.0008468	106864.	-35.3213	791.9423
.975	.002843	-57.2371	90.1456	-.0008801	103759.	-37.2617	851.9562
1.040	.002785	-51.3994	87.6665	-.0009101	100736.	-39.0196	910.8071
1.105	.002725	-45.7247	85.0802	-.0009369	97796.6791	-40.5589	967.6139
1.170	.002663	-40.2198	82.4015	-.0009607	94945.4357	-41.8598	1021.7968
1.235	.002600	-34.8903	79.6435	-.0009815	92185.0625	-43.0037	1075.2261
1.300	.002535	-29.7413	76.8096	-.0009993	89518.1598	-44.1934	1133.0511
1.365	.002470	-24.7780	73.9058	-.0010144	86947.4248	-45.1527	1188.3431
1.430	.002403	-20.0045	70.9477	-.0010268	84475.0471	-45.8677	1240.5026
1.495	.002336	-15.4242	67.9514	-.0010366	82102.6783	-46.3255	1288.8679
1.560	.002269	-11.0390	64.9312	-.0010439	79831.4036	-46.6024	1335.2380
1.625	.002201	-6.8504	61.8747	-.0010488	77661.9089	-47.4446	1401.4051
1.690	.002132	-2.8619	58.7619	-.0010515	75596.1133	-48.3330	1473.3738
1.755	.002064	.9224029	55.5964	-.0010520	74591.5421	-49.0677	1545.3424
1.820	.001996	4.4994	52.3880	-.0010505	76444.2291	-49.6518	1617.3111
1.885	.001927	7.8665	49.1465	-.0010471	78188.1804	-50.0887	1689.2797
1.950	.001859	11.0216	45.8812	-.0010419	79822.3784	-50.3822	1761.2484
2.015	.001792	13.9635	42.6013	-.0010350	81346.1235	-50.5364	1833.2170
2.080	.001725	16.6914	39.3158	-.0010265	82759.0245	-50.5559	1905.1857
2.145	.001658	19.2051	36.0333	-.0010166	84060.9893	-50.4452	1977.1543
2.210	.001593	21.5050	33.5245	-.0010054	85252.2142	-26.7464	1091.5677
2.275	.001528	23.6912	31.7855	-.0009929	86384.5181	-26.7636	1138.7163
2.340	.001464	25.7634	30.0459	-.0009792	87457.8233	-26.7619	1188.5181
2.405	.001400	27.7217	28.3070	-.0009644	88472.0960	-26.7411	1241.1801
2.470	.001338	29.5660	26.5702	-.0009486	89427.3458	-26.7014	1296.9293
2.535	.001277	31.2964	24.8365	-.0009318	90323.6261	-26.6427	1356.0156
2.600	.001217	32.9132	23.1072	-.0009140	91161.0339	-26.5650	1418.7147
2.665	.001158	34.4166	21.3837	-.0008954	91939.7099	-26.4682	1485.3308

2.730	.001101	35.8070	19.6670	-.0008760	92659.8383	-26.3525	1556.2013
2.795	.001044	37.0847	17.9584	-.0008558	93321.6471	-26.2178	1631.7002
2.860	.000989	38.2504	16.2593	-.0008350	93925.4077	-26.0641	1712.2441
2.925	.000936	39.3046	14.5707	-.0008136	94471.4352	-25.8915	1798.2979
2.990	.000884	40.2481	12.8940	-.0007916	94960.0883	-25.6998	1890.3816
3.055	.000833	41.0815	11.2304	-.0007691	95391.7692	-25.4892	1989.0791
3.120	.000784	41.8058	9.5810	-.0007462	95766.9235	-25.2597	2095.0480
3.185	.000736	42.4220	7.9472	-.0007229	96086.0404	-25.0111	2209.0313
3.250	.000690	42.9309	6.3302	-.0006993	96349.6528	-24.7435	2331.8718
3.315	.000645	43.3338	4.7312	-.0006755	96558.3368	-24.4569	2464.5293
3.380	.000602	43.6319	3.1514	-.0006514	96712.7123	-24.1511	2608.1016
3.445	.000560	43.8264	1.5922	-.0006273	96813.4431	-23.8262	2763.8501
3.510	.000520	43.9186	.0546431	-.0006030	96861.2364	-23.4820	2933.2317
3.575	.000482	43.9102	-1.4599	-.0005787	96856.8440	-23.1184	3117.9386
3.640	.000445	43.8025	-2.9501	-.0005545	96801.0616	-22.7351	3319.9479
3.705	.000410	43.5972	-4.4148	-.0005303	96694.7300	-22.3320	3541.5857
3.770	.000376	43.2960	-5.8526	-.0005063	96538.7349	-21.9087	3785.6086
3.835	.000344	42.9007	-7.2623	-.0004825	96334.0083	-21.4649	4055.3102
3.900	.000313	42.4133	-8.6424	-.0004589	96081.5287	-20.9999	4354.6627
3.965	.000284	41.8356	-9.9915	-.0004356	95782.3223	-20.5132	4688.5057
4.030	.000257	41.1698	-11.3083	-.0004127	95437.4649	-20.0039	5062.8045
4.095	.000231	40.4180	-12.5913	-.0003901	95048.0830	-19.4709	5485.0100
4.160	.000206	39.5825	-13.8388	-.0003680	94615.3566	-18.9130	5964.5696
4.225	.000183	38.6657	-15.0491	-.0003464	94140.5218	-18.3283	6513.6726
4.290	.000161	37.6702	-16.2205	-.0003253	93624.8749	-17.7145	7148.3669
4.355	.000141	36.5984	-17.3509	-.0003048	93069.7772	-17.0686	7890.2883
4.420	.000121	35.4533	-18.4382	-.0002848	92476.6616	-16.3866	8769.4431
4.485	.000104	34.2377	-19.4773	-.0002656	91847.0414	-15.5834	9778.9853
4.550	8.69E-05	32.9550	-20.4615	-.0002470	91182.6965	-14.6999	10991.0638
4.615	7.15E-05	31.6091	-21.2965	-.0002292	90485.5835	-10.9931	9997.8844
4.680	5.71E-05	30.2156	-21.9751	-.0002121	89763.8386	-9.8874	11246.9722
4.745	4.39E-05	28.7793	-22.5784	-.0001958	89019.9068	-8.6757	12845.3866
4.810	3.17E-05	27.3054	-23.0922	-.0001803	88256.4656	-7.1351	14633.5339
4.875	2.05E-05	25.8003	-23.4767	-.0001656	87476.9134	-4.6929	14904.1198
4.940	1.02E-05	24.2744	-23.7063	-.0001517	86686.6220	-2.3736	15174.7057
5.005	7.40E-07	22.7377	-23.7892	-.0001387	85890.6944	-.1758151	15445.2916
5.070	-7.87E-06	21.1995	-23.7330	-.0001266	85093.9681	1.9029	15715.8775
5.135	-1.57E-05	19.6686	-23.5456	-.0001153	84301.0200	3.8659	15986.4634
5.200	-2.29E-05	18.1532	-23.2341	-.0001049	83516.1736	5.7176	16257.0493
5.265	-2.93E-05	16.6615	-22.8057	-9.5231E-05	82743.5086	7.4628	16527.6352
5.330	-3.52E-05	15.2006	-22.2672	-8.6424E-05	81986.8712	9.1073	16798.2211
5.395	-4.06E-05	13.7777	-21.6248	-7.8414E-05	81249.8867	10.6575	17068.8070
5.460	-4.54E-05	12.3994	-20.8916	-7.1179E-05	80535.9733	11.9050	17031.6978
5.525	-4.98E-05	11.0709	-20.0851	-6.4691E-05	79847.8859	12.9086	16835.6610
5.590	-5.38E-05	9.7965	-19.2150	-5.8923E-05	79187.8450	13.8634	16735.7635
5.655	-5.75E-05	8.5804	-18.2842	-5.3844E-05	78557.9634	14.7790	16707.2536
5.720	-6.08E-05	7.4264	-17.2948	-4.9420E-05	77960.2666	15.6632	16733.1748
5.785	-6.39E-05	6.3384	-16.2487	-4.5615E-05	77396.7109	16.5229	16801.3662
5.850	-6.68E-05	5.3199	-15.1474	-4.2392E-05	76869.1970	17.3640	16902.7667
5.915	-6.94E-05	4.3746	-13.9918	-3.9713E-05	76379.5843	18.1921	17030.4072
5.980	-7.19E-05	3.5060	-12.7827	-3.7535E-05	75929.7020	19.0120	17178.7882
6.045	-7.43E-05	2.7176	-11.4590	-3.5814E-05	75521.3601	21.7178	18996.0981
6.110	-7.66E-05	2.0209	-10.0153	-3.4505E-05	75160.4943	22.7028	19266.6840

6.175	-7.88E-05	1.4200	-8.5077	-3.3553E-05	74849.2726	23.6848	19537.2699
6.240	-8.10E-05	.9191456	-6.9362	-3.2907E-05	74589.8550	24.6697	19807.8558
6.305	-8.31E-05	.5224834	-5.3004	-3.2508E-05	74384.4057	25.6623	20078.4417
6.370	-8.52E-05	.2342262	-3.5997	-3.2299E-05	74235.1042	26.6667	20349.0276
6.435	-8.73E-05	.0586275	-1.8333	-3.2218E-05	74144.1537	27.6860	20619.6135
6.500	-8.94E-05	0.0000	0.0000	-3.2202E-05	74113.7879	28.7220	10445.0997

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00334084 m
Computed slope at pile head = 1.100882E-16
Maximum bending moment = -158.02665 kN- m
Maximum shear force = 109.31800 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 1

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 109.318	S= 0.000	978.3020	.0033408	-158.0266	109.3180

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 탑리제4교 A2_지진시.lpd
Name of output file: 탑리제4교 A2_지진시.lpo
Name of plot output file: 탑리제4교 A2_지진시.lpp
Name of runtime file: 탑리제4교 A2_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 17:48:27

Problem Title

탑리제4교 A2_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 6.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	6.5000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 5 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 1.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 1.600 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 2.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 3 is soft clay, p-y criteria by Matlock, 1970
Distance from top of pile to top of layer = 2.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.600 m

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.600 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 6.000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 8.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 10 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	1.60	19.00000
3	1.60	19.00000
4	2.20	19.00000
5	2.20	17.50000
6	4.60	7.50000
7	4.60	10.00000
8	6.00	10.00000
9	6.00	13.00000
10	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 10 points

Point	Depth X	Cohesion c	Angle of Friction	E50 or	RQD

No.	m	kN/ m**2	Deg.	k_rm	%	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	1.600	.00000	25.00	------	------	
3	1.600	.00000	32.00	------	------	
4	2.200	.00000	32.00	------	------	
5	2.200	30.00000	.00	.01000	.0	
6	4.600	30.00000	.00	.01000	.0	
7	4.600	.00000	31.00	------	------	
8	6.000	.00000	31.00	------	------	
9	6.000	.00000	33.00	------	------	
10	15.000	.00000	33.00	------	------	

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 112.300 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 864.900 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 112.300 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 864.900 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003011	-157.2358	112.3000	-1.1676E-16	146962.	0.0000	0.0000
.0650	.003008	-149.9339	112.2194	-8.4904E-05	143180.	-2.4791	53.5665
.130	.003000	-142.6377	111.9748	-.0001658	139401.	-5.0491	109.3945
.195	.002987	-135.3585	111.5613	-.0002426	135631.	-7.6726	166.9781
.260	.002969	-128.1075	110.9768	-.0003154	131875.	-10.3122	225.8003
.325	.002946	-120.8960	110.2204	-.0003843	128140.	-12.9627	286.0344
.390	.002919	-113.7356	109.2902	-.0004491	124432.	-15.6587	348.7394
.455	.002887	-106.6378	108.1860	-.0005100	120755.	-18.3159	412.3313
.520	.002852	-99.6141	106.9114	-.0005670	117117.	-20.9034	476.3662
.585	.002814	-92.6756	105.4718	-.0006202	113524.	-23.3907	540.3707
.650	.002772	-85.8330	103.8727	-.0006695	109980.	-25.8120	605.3391
.715	.002727	-79.0969	102.1195	-.0007151	106491.	-28.1347	670.7149
.780	.002679	-72.4771	100.2203	-.0007570	103062.	-30.2997	735.2461
.845	.002628	-65.9831	98.1865	-.0007953	99698.3550	-32.2814	798.3868
.910	.002575	-59.6234	96.0305	-.0008300	96404.3992	-34.0547	859.5394
.975	.002520	-53.4058	93.7574	-.0008612	93184.0061	-35.8881	925.5892
1.040	.002463	-47.3381	91.3710	-.0008891	90041.2880	-37.5388	990.5416
1.105	.002405	-41.4276	88.8844	-.0009136	86979.9548	-38.9719	1053.4342
1.170	.002345	-35.6804	86.3124	-.0009349	84003.2374	-40.1684	1113.6237
1.235	.002283	-30.1019	83.6676	-.0009531	81113.8470	-41.2094	1173.2146
1.300	.002221	-24.6965	80.9537	-.0009683	78314.1512	-42.2952	1238.0162
1.365	.002157	-19.4690	78.1766	-.0009805	75606.6133	-43.1540	1300.2642
1.430	.002093	-14.4233	75.3515	-.0009898	72993.1967	-43.7727	1359.2840
1.495	.002029	-9.5620	72.4943	-.0009965	70475.3365	-44.1395	1414.3240
1.560	.001964	-4.8870	69.6197	-.0010005	68053.9137	-44.3107	1466.7642
1.625	.001899	-.3989821	66.0315	-.0010019	65729.3781	-66.0948	2262.9029
1.690	.001833	3.8098	61.6838	-.0010010	67495.9819	-67.6808	2399.5214
1.755	.001768	7.7325	57.2456	-.0009978	69527.7190	-68.8798	2531.7857
1.820	.001704	11.3639	52.7427	-.0009925	71408.6007	-69.6710	2658.1481
1.885	.001639	14.7006	48.2020	-.0009853	73136.8373	-70.0412	2777.1045
1.950	.001576	17.7409	43.6481	-.0009763	74711.5647	-70.0816	2891.1915
2.015	.001512	20.4846	39.1062	-.0009658	76132.6455	-69.6670	2994.0790
2.080	.001450	22.9333	34.6065	-.0009538	77400.9430	-68.7867	3083.4794
2.145	.001388	25.0907	30.1793	-.0009405	78518.3442	-67.4339	3156.9151
2.210	.001328	26.9624	27.1696	-.0009261	79487.7747	-25.1733	1232.3458
2.275	.001268	28.7269	25.5340	-.0009107	80401.6840	-25.1528	1289.3290
2.340	.001209	30.3842	23.9003	-.0008944	81260.0885	-25.1134	1349.7718
2.405	.001152	31.9345	22.2699	-.0008772	82063.0478	-25.0550	1413.9661
2.470	.001095	33.3779	20.6438	-.0008591	82810.6647	-24.9776	1482.2349
2.535	.001040	34.7148	19.0234	-.0008403	83503.0852	-24.8812	1554.9369
2.600	.000986	35.9454	17.4098	-.0008208	84140.4989	-24.7658	1632.4712
2.665	.000933	37.0704	15.8044	-.0008006	84723.1384	-24.6314	1715.2830

2.730	.000882	38.0900	14.2084	-.0007798	85251.2800	-24.4778	1803.8706
2.795	.000832	39.0051	12.6229	-.0007585	85725.2431	-24.3052	1898.7931
2.860	.000783	39.8163	11.0493	-.0007367	86145.3910	-24.1134	2000.6797
2.925	.000736	40.5244	9.4888	-.0007145	86512.1300	-23.9025	2110.2416
2.990	.000691	41.1302	7.9426	-.0006919	86825.9103	-23.6725	2228.2845
3.055	.000646	41.6347	6.4120	-.0006691	87087.2256	-23.4231	2355.7259
3.120	.000604	42.0390	4.8983	-.0006459	87296.6135	-23.1545	2493.6139
3.185	.000562	42.3441	3.4026	-.0006226	87454.6552	-22.8665	2643.1519
3.250	.000523	42.5513	1.9262	-.0005991	87561.9762	-22.5590	2805.7283
3.315	.000484	42.6619	.4705426	-.0005756	87619.2460	-22.2318	2982.9529
3.380	.000448	42.6772	-.9632485	-.0005520	87627.1788	-21.8848	3176.7036
3.445	.000413	42.5987	-2.3738	-.0005284	87586.5336	-21.5178	3389.1846
3.510	.000379	42.4280	-3.7599	-.0005049	87498.1148	-21.1305	3623.0014
3.575	.000347	42.1667	-5.1201	-.0004815	87362.7728	-20.7226	3881.2574
3.640	.000317	41.8165	-6.4532	-.0004583	87181.4044	-20.2935	4167.6805
3.705	.000287	41.3793	-7.7576	-.0004353	86954.9544	-19.8428	4486.7922
3.770	.000260	40.8570	-9.0320	-.0004126	86684.4159	-19.3698	4844.1348
3.835	.000234	40.2516	-10.2749	-.0003902	86370.8325	-18.8735	5246.5843
3.900	.000209	39.5651	-11.4848	-.0003681	86015.3000	-18.3530	5702.7900
3.965	.000186	38.7999	-12.6599	-.0003465	85618.9683	-17.8067	6223.8035
4.030	.000164	37.9583	-13.7987	-.0003252	85183.0454	-17.2329	6824.0053
4.095	.000144	37.0427	-14.8993	-.0003045	84708.8003	-16.6292	7522.5103
4.160	.000125	36.0556	-15.9595	-.0002843	84197.5689	-15.9924	8345.3714
4.225	.000107	34.9999	-16.9771	-.0002647	83650.7605	-15.3184	9329.1840
4.290	9.02E-05	33.8784	-17.9495	-.0002456	83069.8672	-14.6014	10527.2711
4.355	7.48E-05	32.6941	-18.8736	-.0002272	82456.4762	-13.8330	12020.9577
4.420	6.06E-05	31.4504	-19.7457	-.0002095	81812.2877	-13.0015	13941.7216
4.485	4.76E-05	30.1507	-20.5591	-.0001925	81139.1417	-12.0267	16435.3042
4.550	3.56E-05	28.7993	-21.3049	-.0001762	80439.1921	-10.9209	19942.1322
4.615	2.47E-05	27.4009	-21.8470	-.0001606	79714.8804	-5.7590	15178.5519
4.680	1.47E-05	25.9773	-22.1751	-.0001459	78977.5252	-4.3365	19157.8405
4.745	5.70E-06	24.5345	-22.3977	-.0001319	78230.2621	-2.5122	28660.5209
4.810	-2.44E-06	23.0804	-22.4411	-.0001188	77477.1065	1.1758	31367.5937
4.875	-9.74E-06	21.6305	-22.2835	-.0001064	76726.1525	3.6735	24512.3587
4.940	-1.63E-05	20.1955	-21.9963	-9.4840E-05	75982.8891	5.1636	20630.6542
5.005	-2.21E-05	18.7817	-21.6208	-8.4066E-05	75250.6002	6.3914	18823.5102
5.070	-2.72E-05	17.3942	-21.1707	-7.4067E-05	74531.9954	7.4583	17824.8953
5.135	-3.17E-05	16.0378	-20.6550	-6.4826E-05	73829.4316	8.4096	17244.1845
5.200	-3.56E-05	14.7164	-20.0803	-5.6325E-05	73145.0126	9.2708	16915.2718
5.265	-3.90E-05	13.4337	-19.4522	-4.8545E-05	72480.6442	10.0578	16753.9004
5.330	-4.19E-05	12.1931	-18.7749	-4.1461E-05	71838.0692	10.7820	16712.1599
5.395	-4.44E-05	10.9976	-18.0523	-3.5051E-05	71218.8925	11.4516	16760.4947
5.460	-4.65E-05	9.8502	-17.2877	-2.9289E-05	70624.5986	12.0733	16879.4971
5.525	-4.82E-05	8.7535	-16.4841	-2.4146E-05	70056.5663	12.6524	17055.7552
5.590	-4.96E-05	7.7100	-15.6441	-1.9596E-05	69516.0806	13.1939	17279.5808
5.655	-5.08E-05	6.7220	-14.7700	-1.5607E-05	69004.3433	13.7020	17543.6872
5.720	-5.17E-05	5.7916	-13.8638	-1.2148E-05	68522.4820	14.1806	17842.3797
5.785	-5.23E-05	4.9210	-12.9274	-9.1866E-06	68071.5591	14.6334	18171.0419
5.850	-5.29E-05	4.1121	-11.9622	-6.6898E-06	67652.5796	15.0641	18525.7997
5.915	-5.32E-05	3.3667	-10.9697	-4.6226E-06	67266.4988	15.4760	18903.2988
5.980	-5.35E-05	2.6866	-9.9508	-2.9494E-06	66914.2304	15.8725	19300.5570
6.045	-5.36E-05	2.0734	-8.8556	-1.6337E-06	66596.6528	17.8274	21619.6075
6.110	-5.37E-05	1.5355	-7.6815	-6.3617E-07	66318.0539	18.2992	22163.2985

6.175	-5.37E-05	1.0749	-6.4769	8.5376E-08	66079.4748	18.7657	22722.4748
6.240	-5.37E-05	.6935413	-5.2420	5.7419E-07	65881.9437	19.2296	23294.9867
6.305	-5.36E-05	.3933904	-3.9770	8.7463E-07	65726.4820	19.6934	23878.9386
6.370	-5.35E-05	.1764318	-2.6818	1.0321E-06	65614.1093	20.1590	24472.7373
6.435	-5.35E-05	.0446396	-1.3562	1.0932E-06	65545.8482	20.6282	25075.1535
6.500	-5.34E-05	0.0000	0.0000	1.1056E-06	65522.7273	21.1018	12842.6974

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00301110 m
Computed slope at pile head = -1.167602E-16
Maximum bending moment = -157.23580 kN- m
Maximum shear force = 112.30000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 18
Number of zero deflection points = 1

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 112.300	S= 0.000	864.9000	.0030111	-157.2358	112.3000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제1교 A1_상시.lpd
Name of output file: 파전제1교 A1_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제1교 A1_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제1교 A1_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 18:03:32

Problem Title

파전제1교 A1_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 2.400 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 5.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 9711.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 9711.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 29877.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 29877.000 kN/ m**3

Layer 4 is strong rock (vuggy limestone)
Distance from top of pile to top of layer = 6.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.40	19.00000
3	2.40	8.00000
4	5.10	8.00000
5	5.10	9.00000
6	6.50	9.00000
7	6.50	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	2.400	.00000	25.00	------	------	
3	2.400	.00000	27.00	------	------	
4	5.100	.00000	27.00	------	------	
5	5.100	.00000	32.00	------	------	
6	6.500	.00000	32.00	------	------	

7	6.500	14900.00000	.00	------	------
8	15.000	14900.00000	.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 99.700 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 773.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 99.700 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 773.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h
X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m

0.000	.002949	-140.5814	99.7000	2.4093E-18	131420.	0.0000	0.0000
.0900	.002944	-131.6046	99.5452	-.0001042	126770.	-3.4400	105.1476
.180	.002931	-122.6487	99.0743	-.0002015	122131.	-7.0255	215.7648
.270	.002908	-113.7432	98.2785	-.0002919	117519.	-10.6588	329.8644
.360	.002878	-104.9180	97.1535	-.0003756	112948.	-14.3412	448.4817
.450	.002841	-96.2033	95.6970	-.0004526	108434.	-18.0234	571.0569
.540	.002796	-87.6295	93.9148	-.0005230	103993.	-21.5810	694.5478
.630	.002746	-79.2258	91.8202	-.0005868	99640.6770	-24.9660	818.1419
.720	.002691	-71.0201	89.4275	-.0006443	95390.5862	-28.2061	943.3997
.810	.002630	-63.0391	86.7566	-.0006956	91256.8698	-31.1477	1065.7216
.900	.002566	-55.3071	83.8373	-.0007409	87252.0891	-33.7236	1182.9890
.990	.002497	-47.8452	80.6890	-.0007804	83387.2645	-36.2405	1306.1961
1.080	.002425	-40.6744	77.3285	-.0008143	79673.1609	-38.4358	1426.3827
1.170	.002350	-33.8127	73.7899	-.0008428	76119.1864	-40.2007	1539.2856
1.260	.002273	-27.2748	70.1026	-.0008662	72732.9349	-41.7388	1652.3178
1.350	.002195	-21.0736	66.2837	-.0008847	69521.0397	-43.1249	1768.5641
1.440	.002114	-15.2206	62.3602	-.0008986	66489.4872	-44.0649	1875.7863
1.530	.002033	-9.7237	58.3730	-.0009081	63642.3825	-44.5396	1971.9119
1.620	.001951	-4.5870	54.3587	-.0009136	60981.8689	-44.6670	2060.7405
1.710	.001868	.1881244	50.3561	-.0009153	58703.4988	-44.2793	2132.9274
1.800	.001786	4.6046	46.4124	-.0009134	60990.9727	-43.3585	2184.8979
1.890	.001704	8.6696	42.5411	-.0009084	63096.4150	-42.6706	2253.7718
1.980	.001623	12.3885	38.7364	-.0009003	65022.5995	-41.8796	2323.0352
2.070	.001542	15.7675	35.0215	-.0008895	66772.7424	-40.6734	2374.0613
2.160	.001462	18.8162	31.4334	-.0008763	68351.8108	-39.0607	2403.8996
2.250	.001384	21.5475	28.0080	-.0008608	69766.4861	-37.0593	2409.6015
2.340	.001307	23.9775	24.7790	-.0008434	71025.0899	-34.6961	2388.3490
2.430	.001232	26.1252	22.0012	-.0008242	72137.4693	-27.0347	1974.3436
2.520	.001159	28.0525	19.5948	-.0008035	73135.7073	-26.4401	2053.0027
2.610	.001088	29.7641	17.2456	-.0007814	74022.2453	-25.7633	2131.6618
2.700	.001018	31.2655	14.9608	-.0007580	74799.8756	-25.0120	2210.3209
2.790	.000951	32.5626	12.7465	-.0007336	75471.7086	-24.1944	2288.9800
2.880	.000886	33.6620	10.6084	-.0007082	76041.1385	-23.3185	2367.6391
2.970	.000824	34.5707	8.5514	-.0006821	76511.8098	-22.3921	2446.2982
3.060	.000764	35.2962	6.5797	-.0006554	76887.5840	-21.4232	2524.9573
3.150	.000706	35.8463	4.6968	-.0006282	77172.5060	-20.4194	2603.6164
3.240	.000651	36.2291	2.9055	-.0006006	77370.7721	-19.3881	2682.2755
3.330	.000598	36.4530	1.2078	-.0005728	77486.6979	-18.3368	2760.9346
3.420	.000547	36.5263	-.3945832	-.0005448	77524.6880	-17.2725	2839.5937
3.510	.000500	36.4578	-1.9009	-.0005169	77489.2057	-16.2018	2918.2528
3.600	.000454	36.2561	-3.3109	-.0004891	77384.7449	-15.1312	2996.9119
3.690	.000412	35.9299	-4.6248	-.0004614	77215.8026	-14.0668	3075.5710
3.780	.000371	35.4879	-5.8435	-.0004341	76986.8532	-13.0145	3154.2301
3.870	.000333	34.9386	-6.9682	-.0004072	76702.3239	-11.9795	3232.8892
3.960	.000298	34.2903	-8.0008	-.0003807	76366.5719	-10.9669	3311.5483
4.050	.000265	33.5514	-8.9435	-.0003547	75983.8632	-9.9814	3390.2074
4.140	.000234	32.7299	-9.7989	-.0003293	75558.3529	-9.0271	3468.8665
4.230	.000206	31.8335	-10.5699	-.0003046	75094.0671	-8.1080	3547.5256
4.320	.000179	30.8697	-11.2600	-.0002806	74594.8868	-7.2273	3626.1847
4.410	.000155	29.8458	-11.8727	-.0002574	74064.5334	-6.3882	3704.8438
4.500	.000133	28.7685	-12.4119	-.0002350	73506.5554	-5.5932	3783.5029
4.590	.000113	27.6443	-12.8816	-.0002134	72924.3179	-4.8446	3862.1620

4.680	9.46E-05	26.4795	-13.2861	-.0001926	72320.9925	-4.1441	3940.8211
4.770	7.82E-05	25.2797	-13.6297	-.0001728	71699.5502	-3.4932	4019.4802
4.860	6.35E-05	24.0502	-13.9171	-.0001540	71062.7548	-2.8929	4098.1393
4.950	5.05E-05	22.7960	-14.1528	-.0001360	70413.1587	-2.3438	4176.7984
5.040	3.90E-05	21.5217	-14.3413	-.0001191	69753.1003	-1.8462	4255.4575
5.130	2.91E-05	20.2312	-14.6009	-.0001031	69084.7024	-3.9230	12145.1677
5.220	2.05E-05	18.9078	-14.9044	-8.8112E-05	68399.2875	-2.8201	12387.1714
5.310	1.32E-05	17.5607	-15.1147	-7.4155E-05	67701.5195	-1.8538	12629.1751
5.400	7.14E-06	16.1975	-15.2441	-6.1235E-05	66995.4894	-1.0214	12871.1788
5.490	2.19E-06	14.8252	-15.3044	-4.9362E-05	66284.7272	-.3188816	13113.1825
5.580	-1.74E-06	13.4496	-15.3071	-3.8540E-05	65572.2179	.2586922	13355.1862
5.670	-4.75E-06	12.0753	-15.2632	-2.8772E-05	64860.4228	.7174307	13597.1899
5.760	-6.92E-06	10.7062	-15.1830	-2.0053E-05	64151.3041	1.0644	13839.1936
5.850	-8.36E-06	9.3452	-15.0763	-1.2379E-05	63446.3556	1.3077	14081.1973
5.940	-9.15E-06	7.9942	-14.9519	-5.7425E-06	62746.6354	1.4562	14323.2010
6.030	-9.39E-06	6.6546	-14.8180	-1.3607E-07	62052.8040	1.5199	14565.2047
6.120	-9.17E-06	5.3270	-14.6816	4.4495E-06	61365.1655	1.5095	14807.2084
6.210	-8.59E-06	4.0113	-14.5491	8.0235E-06	60683.7128	1.4365	15049.2121
6.300	-7.73E-06	2.7071	-14.4253	1.0595E-05	60008.1761	1.3134	15291.2158
6.390	-6.68E-06	1.4133	-14.3143	1.2172E-05	59338.0750	1.1536	15533.2195
6.480	-5.54E-06	.1288051	-14.2187	1.2762E-05	58672.7746	.9709999	15775.2232
6.570	-4.39E-06	-1.1478	-11.2337	1.2372E-05	59200.5769	65.3617	1341000.
6.660	-3.31E-06	-1.8950	-6.0712	1.1207E-05	59587.5598	49.3601	1341000.
6.750	-2.37E-06	-2.2422	-2.2614	9.6240E-06	59767.4069	35.3037	1341000.
6.840	-1.58E-06	-2.3034	.3869977	7.8843E-06	59799.0807	23.5487	1341000.
6.930	-9.50E-07	-2.1737	2.0838	6.1708E-06	59731.8957	14.1580	1341000.
7.020	-4.70E-07	-1.9291	3.0358	4.6006E-06	59605.2526	6.9985	1341000.
7.110	-1.22E-07	-1.6278	3.4326	3.2393E-06	59449.1949	1.8192	1341000.
7.200	1.13E-07	-1.3117	3.4385	2.1143E-06	59285.4601	-1.6892	1341000.
7.290	2.58E-07	-1.0092	3.1892	1.2260E-06	59128.7761	-3.8513	1341000.
7.380	3.34E-07	-.7378404	2.7919	5.5737E-07	58988.2215	-4.9774	1341000.
7.470	3.59E-07	-.5067484	2.3273	8.1048E-08	58868.5285	-5.3461	1341000.
7.560	3.49E-07	-.3189330	1.8530	-2.3496E-07	58771.2504	-5.1947	1341000.
7.650	3.17E-07	-.1731781	1.4070	-4.2330E-07	58695.7574	-4.7160	1341000.
7.740	2.72E-07	-.0656135	1.0121	-5.1469E-07	58640.0448	-4.0595	1341000.
7.830	2.24E-07	.0090730	.6793300	-5.3632E-07	58610.7599	-3.3356	1341000.
7.920	1.76E-07	.0567406	.4112810	-5.1114E-07	58635.4491	-2.6210	1341000.
8.010	1.32E-07	.0831748	.2049209	-4.5759E-07	58649.1406	-1.9647	1341000.
8.100	9.35E-08	.0936901	.0537872	-3.8990E-07	58654.5870	-1.3938	1341000.
8.190	6.17E-08	.0929107	-.0502897	-3.1848E-07	58654.1833	-.9190250	1341000.
8.280	3.62E-08	.0846823	-.1159289	-2.5051E-07	58649.9214	-.5396233	1341000.
8.370	1.66E-08	.0720784	-.1513334	-1.9052E-07	58643.3933	-.2471438	1341000.
8.460	1.92E-09	.0574688	-.1637441	-1.4094E-07	58635.8263	-.0286492	1341000.
8.550	-8.78E-09	.0426241	-.1591448	-1.0263E-07	58628.1376	.1308564	1341000.
8.640	-1.66E-08	.0288371	-.1421588	-7.5283E-08	58620.9966	.2466106	1341000.
8.730	-2.23E-08	.0170460	-.1160869	-5.7723E-08	58614.8895	.3327649	1341000.
8.820	-2.69E-08	.0079495	-.0830484	-4.8156E-08	58610.1780	.4014224	1341000.
8.910	-3.10E-08	.0021040	-.0441980	-4.4309E-08	58607.1504	.4619201	1341000.
9.000	-3.49E-08	0.0000	0.0000	-4.3503E-08	58606.0606	.5202581	670500.

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00294925 m
Computed slope at pile head = 2.409338E-18
Maximum bending moment = -140.58137 kN- m
Maximum shear force = 99.70000000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 11
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 99.700	S= 0.000	773.6000	.0029493	-140.5814	99.7000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제1교 A1_지진시.lpd
Name of output file: 파전제1교 A1_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제1교 A1_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제1교 A1_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 2, 2015 Time: 18:06:08

Problem Title

파전제1교 A1_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.400 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 2.400 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 5.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 20817.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 20817.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 6.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 4 is strong rock (vuggy limestone)
Distance from top of pile to top of layer = 6.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.40	19.00000
3	2.40	8.00000
4	5.10	8.00000
5	5.10	9.00000
6	6.50	9.00000
7	6.50	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	2.400	.00000	25.00	------	------
3	2.400	.00000	27.00	------	------
4	5.100	.00000	27.00	------	------
5	5.100	.00000	32.00	------	------
6	6.500	.00000	32.00	------	------

7	6.500	14900.00000	.00	------	------
8	15.000	14900.00000	.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 197.800 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 1120.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 197.800 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 1120.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h
X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m

0.000	.008348	-327.6649	197.8000	-1.4456E-16	254606.	0.0000	0.0000
.0900	.008336	-309.8503	197.5961	-.0002440	245379.	-4.5317	48.9250
.180	.008304	-292.0484	196.9723	-.0004743	236159.	-9.3305	101.1291
.270	.008251	-274.2996	195.9096	-.0006911	226966.	-14.2840	155.8079
.360	.008179	-256.6453	194.3968	-.0008943	217822.	-19.3346	212.7477
.450	.008090	-239.1278	192.4288	-.0010840	208749.	-24.3980	271.4261
.540	.007984	-221.7894	190.0103	-.0012604	199769.	-29.3473	330.8140
.630	.007863	-204.6717	187.1545	-.0014237	190903.	-34.1147	390.4752
.720	.007728	-187.8144	183.8773	-.0015739	182172.	-38.7124	450.8514
.810	.007580	-171.2563	180.2020	-.0017113	173595.	-42.9607	510.1041
.900	.007420	-155.0329	176.1641	-.0018362	165192.	-46.7706	567.3115
.990	.007249	-139.1764	171.7834	-.0019488	156980.	-50.5779	627.9300
1.080	.007069	-123.7188	167.0766	-.0020494	148974.	-54.0179	687.7312
1.170	.006880	-108.6892	162.0835	-.0021383	141189.	-56.9396	744.8110
1.260	.006684	-94.1125	156.8415	-.0022159	133639.	-59.5491	801.8092
1.350	.006481	-80.0108	151.3755	-.0022826	126335.	-61.9171	859.7638
1.440	.006273	-66.4045	145.7222	-.0023386	119288.	-63.7115	914.0387
1.530	.006061	-53.3091	139.9329	-.0023844	112505.	-64.9398	964.3683
1.620	.005844	-40.7356	134.0328	-.0024204	105993.	-66.1733	1019.0806
1.710	.005625	-28.6949	128.0501	-.0024470	99756.3474	-66.7753	1068.4328
1.800	.005404	-17.1930	122.0437	-.0024646	93798.9564	-66.7015	1110.9450
1.890	.005181	-6.2300	116.0216	-.0024735	88120.7147	-67.1238	1165.9663
1.980	.004958	4.1898	109.9637	-.0024743	87064.0469	-67.4951	1225.1059
2.070	.004736	14.0626	103.8980	-.0024673	92177.5960	-67.2974	1278.9183
2.160	.004514	23.3892	97.8769	-.0024530	97008.2462	-66.5054	1325.9009
2.250	.004294	32.1752	91.9546	-.0024317	101559.	-65.1008	1364.3777
2.340	.004077	40.4315	86.1868	-.0024039	105835.	-63.0740	1392.5086
2.430	.003862	48.1737	80.1155	-.0023700	109845.	-71.8434	1674.4086
2.520	.003650	55.3303	73.8314	-.0023304	113552.	-67.8027	1671.8632
2.610	.003442	61.9335	67.9256	-.0022855	116972.	-63.4378	1658.6825
2.700	.003239	68.0180	62.2355	-.0022358	120124.	-63.0090	1751.0241
2.790	.003040	73.5868	56.5937	-.0021816	123008.	-62.3647	1846.5119
2.880	.002846	78.6449	51.0195	-.0021233	125628.	-61.5068	1945.1334
2.970	.002657	83.1986	45.5319	-.0020614	127986.	-60.4388	2046.8572
3.060	.002475	87.2564	40.1497	-.0019962	130088.	-59.1657	2151.6306
3.150	.002298	90.8282	34.8910	-.0019280	131938.	-57.6938	2259.3772
3.240	.002128	93.9257	29.7592	-.0018573	133542.	-56.3465	2383.3189
3.330	.001964	96.5595	24.7169	-.0017844	134906.	-55.7057	2552.8832
3.420	.001807	98.7347	19.7387	-.0017097	136033.	-54.9207	2736.0157
3.510	.001656	100.4573	14.8375	-.0016334	136925.	-53.9935	2934.2086
3.600	.001513	101.7349	10.0262	-.0015560	137587.	-52.9263	3149.1763
3.690	.001376	102.5759	5.3170	-.0014778	138023.	-51.7221	3382.8992
3.780	.001247	102.9900	.7221799	-.0013992	138237.	-50.3844	3637.6776
3.870	.001124	102.9881	-3.7464	-.0013203	138236.	-48.9170	3916.2007
3.960	.001009	102.5820	-8.0773	-.0012417	138026.	-47.3246	4221.6337
4.050	.000901	101.7847	-12.2594	-.0011635	137613.	-45.6120	4557.7316
4.140	.000799	100.6100	-16.2823	-.0010860	137004.	-43.7848	4928.9868
4.230	.000705	99.0729	-20.1358	-.0010096	136208.	-41.8488	5340.8265
4.320	.000618	97.1892	-23.8104	-.0009345	135233.	-39.8103	5799.8790
4.410	.000537	94.9755	-27.2973	-.0008609	134086.	-37.6759	6314.3417
4.500	.000463	92.4493	-30.5881	-.0007892	132778.	-35.4526	6894.4992
4.590	.000395	89.6288	-33.6751	-.0007195	131317.	-33.1474	7553.4742

4.680	.000333	86.5329	-36.5512	-.0006521	129713.	-30.7672	8308.3465
4.770	.000278	83.1812	-39.1316	-.0005871	127977.	-26.5747	8616.3648
4.860	.000228	79.6077	-41.3272	-.0005248	126126.	-22.2166	8784.9825
4.950	.000183	75.8481	-43.1467	-.0004653	124179.	-18.2168	8953.6002
5.040	.000144	71.9351	-44.6226	-.0004088	122152.	-14.5798	9122.2179
5.130	.000110	67.8985	-46.3088	-.0003552	120062.	-22.8924	18809.8318
5.220	7.99E-05	63.6712	-48.2162	-.0003049	117872.	-19.4943	21958.4860
5.310	5.47E-05	59.2811	-49.8115	-.0002578	115598.	-15.9561	26275.7900
5.400	3.35E-05	54.7571	-50.9915	-.0002142	113255.	-10.2666	27590.5135
5.490	1.61E-05	50.1458	-51.6798	-.0001740	110867.	-5.0279	28109.2699
5.580	2.16E-06	45.4899	-51.9370	-.0001374	108455.	-.6875554	28628.0263
5.670	-8.64E-06	40.8249	-51.8420	-.0001044	106039.	2.7986	29146.7827
5.760	-1.66E-05	36.1794	-51.4693	-7.4938E-05	103633.	5.4822	29665.5391
5.850	-2.21E-05	31.5755	-50.8887	-4.9007E-05	101248.	7.4221	30184.2955
5.940	-2.55E-05	27.0293	-50.1639	-2.6578E-05	98893.6381	8.6833	30703.0519
6.030	-2.69E-05	22.5514	-49.3530	-7.6027E-06	96574.3067	9.3369	31221.8083
6.120	-2.68E-05	18.1473	-48.5072	7.9734E-06	94293.2451	9.4594	31740.5647
6.210	-2.55E-05	13.8185	-47.6705	2.0207E-05	92051.1433	9.1327	32259.3211
6.300	-2.32E-05	9.5625	-46.8796	2.9156E-05	89846.8040	8.4439	32778.0775
6.390	-2.02E-05	5.3743	-46.1628	3.4872E-05	87677.5073	7.4848	33296.8339
6.480	-1.69E-05	1.2462	-45.5401	3.7406E-05	85539.3973	6.3527	33815.5903
6.570	-1.35E-05	-2.8305	-36.2037	3.6800E-05	86359.9896	201.1226	1341000.
6.660	-1.03E-05	-5.2779	-20.2580	3.3696E-05	87627.6033	153.2271	1341000.
6.750	-7.43E-06	-6.4837	-8.3791	2.9195E-05	88252.1639	110.7490	1341000.
6.840	-5.03E-06	-6.7920	-.0236699	2.4114E-05	88411.8337	74.9262	1341000.
6.930	-3.09E-06	-6.4929	5.4214	1.9030E-05	88256.8899	46.0750	1341000.
7.020	-1.60E-06	-5.8200	8.5697	1.4317E-05	87908.3855	23.8885	1341000.
7.110	-5.15E-07	-4.9532	9.9901	1.0194E-05	87459.4277	7.6759	1341000.
7.200	2.32E-07	-4.0238	10.1802	6.7586E-06	86978.0689	-3.4525	1341000.
7.290	7.01E-07	-3.1221	9.5545	4.0237E-06	86511.0338	-10.4506	1341000.
7.380	9.56E-07	-2.3048	8.4433	1.9467E-06	86087.7181	-14.2440	1341000.
7.470	1.05E-06	-1.6027	7.0971	4.5118E-07	85724.0690	-15.6716	1341000.
7.560	1.04E-06	-1.0275	5.6964	-5.5544E-07	85426.1041	-15.4541	1341000.
7.650	9.52E-07	-.5772698	4.3628	-1.1696E-06	85192.9335	-14.1820	1341000.
7.740	8.27E-07	-.2419154	3.1703	-1.4831E-06	85019.2383	-12.3173	1341000.
7.830	6.85E-07	-.0063121	2.1569	-1.5781E-06	84897.2087	-10.2043	1341000.
7.920	5.43E-07	.1466371	1.3339	-1.5244E-06	84969.8894	-8.0848	1341000.
8.010	4.10E-07	.2340884	.6948252	-1.3787E-06	85015.1844	-6.1158	1341000.
8.100	2.94E-07	.2719837	.2221949	-1.1850E-06	85034.8121	-4.3871	1341000.
8.190	1.97E-07	.2743225	-.1074159	-9.7593E-07	85036.0234	-2.9376	1341000.
8.280	1.19E-07	.2528457	-.3192414	-7.7418E-07	85024.8996	-1.7696	1341000.
8.370	5.78E-08	.2170152	-.4376316	-5.9435E-07	85006.3414	-.8612443	1341000.
8.460	1.18E-08	.1741919	-.4842894	-4.4463E-07	84984.1613	-.1755960	1341000.
8.550	-2.22E-08	.1299328	-.4772848	-3.2824E-07	84961.2375	.3312531	1341000.
8.640	-4.73E-08	.0883469	-.4306655	-2.4470E-07	84939.6982	.7047325	1341000.
8.730	-6.63E-08	.0524624	-.3545137	-1.9081E-07	84921.1120	.9875283	1341000.
8.820	-8.16E-08	.0245729	-.2553336	-1.6132E-07	84906.6668	1.2165	1341000.
8.910	-9.53E-08	.0065349	-.1366834	-1.4942E-07	84897.3241	1.4202	1341000.
9.000	-1.09E-07	0.0000	0.0000	-1.4692E-07	84893.9394	1.6172	670500.

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00834757 m
Computed slope at pile head = -1.445603E-16
Maximum bending moment = -327.66491 kN- m
Maximum shear force = 197.80000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 197.800	S= 0.000	1120.6000	.0083476	-327.6649	197.8000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제1교 A2_상시.lpd
Name of output file: 파전제1교 A2_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제1교 A2_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제1교 A2_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 9:34:00

Problem Title

파전제1교 A2_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 10.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	10.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 6 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 2.300 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 3.900 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 6217.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 6217.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 3.900 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 14553.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 14553.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 8.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 58431.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 58431.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 8.600 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.700 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 6 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.700 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 5.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 12 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.30	19.00000
3	2.30	18.00000
4	3.90	18.00000
5	3.90	18.00000
6	7.50	8.00000
7	7.50	9.50000
8	8.60	9.50000
9	8.60	10.00000
10	9.70	10.00000
11	9.70	13.00000
12	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 12 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	2.300	.00000	25.00	------	------
3	2.300	.00000	26.00	------	------
4	3.900	.00000	26.00	------	------
5	3.900	.00000	27.00	------	------
6	7.500	.00000	27.00	------	------
7	7.500	.00000	29.00	------	------
8	8.600	.00000	29.00	------	------
9	8.600	.00000	31.00	------	------
10	9.700	.00000	31.00	------	------
11	9.700	.00000	33.00	------	------
12	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 89.320 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 630.680 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 89.320 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 630.680 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.002657	-123.9080	89.3200	1.9516E-17	111956.	0.0000	0.0000
.1000	.002652	-114.9726	89.1336	-.0001016	107328.	-3.7282	140.5913
.200	.002637	-106.0684	88.5666	-.0001956	102716.	-7.6117	288.6752
.300	.002613	-97.2347	87.6101	-.0002820	98141.0163	-11.5188	440.8770
.400	.002580	-88.5109	86.2582	-.0003610	93622.5619	-15.5186	601.4096
.500	.002541	-79.9375	84.5109	-.0004326	89182.0262	-19.4270	764.6930
.600	.002494	-71.5541	82.3830	-.0004971	84839.8910	-23.1306	927.5116
.700	.002441	-63.3982	79.8925	-.0005545	80615.5719	-26.6809	1092.9919
.800	.002383	-55.5057	77.0633	-.0006050	76527.6838	-29.9030	1254.8774
.900	.002320	-47.9092	73.9334	-.0006490	72593.1350	-32.6946	1409.2015
1.000	.002253	-40.6371	70.5296	-.0006867	68826.5956	-35.3819	1570.3323
1.100	.002183	-33.7167	66.8773	-.0007183	65242.1858	-37.6626	1725.4644
1.200	.002109	-27.1711	63.0235	-.0007442	61851.9111	-39.4136	1868.3945
1.300	.002034	-21.0181	58.9988	-.0007647	58665.0225	-41.0809	2019.7918
1.400	.001957	-15.2749	54.8278	-.0007801	55690.3268	-42.3381	2163.9035
1.500	.001878	-9.9542	50.5589	-.0007908	52934.4948	-43.0398	2291.9054
1.600	.001798	-5.0633	46.2436	-.0007972	50401.3087	-43.2664	2405.8302
1.700	.001718	-.6048715	41.9346	-.0007996	48092.0782	-42.9150	2497.2911
1.800	.001638	3.4245	37.6924	-.0007984	49552.4687	-41.9280	2558.9657
1.900	.001559	7.0343	33.5376	-.0007940	51422.1804	-41.1675	2641.0087
2.000	.001480	10.2321	29.4685	-.0007866	53078.4714	-40.2155	2717.8437
2.100	.001401	13.0272	25.5190	-.0007767	54526.1841	-38.7736	2766.6694
2.200	.001324	15.4339	21.7375	-.0007646	55772.7087	-36.8577	2783.1079
2.300	.001249	17.4712	19.0370	-.0007506	56827.9017	-17.1510	1373.6952
2.400	.001174	19.3360	17.3365	-.0007350	57793.7766	-16.8601	1435.8652
2.500	.001102	21.0312	15.6684	-.0007178	58671.7884	-16.5014	1498.0352
2.600	.001031	22.5602	14.0393	-.0006993	59463.7479	-16.0802	1560.2052
2.700	.000962	23.9273	12.4552	-.0006795	60171.7942	-15.6020	1622.3752
2.800	.000895	25.1370	10.9215	-.0006586	60798.3658	-15.0724	1684.5452
2.900	.000830	26.1946	9.4430	-.0006368	61346.1726	-14.4968	1746.7152
3.000	.000767	27.1059	8.0242	-.0006142	61818.1660	-13.8810	1808.8852
3.100	.000707	27.8769	6.6686	-.0005908	62217.5105	-13.2305	1871.0552
3.200	.000649	28.5141	5.3795	-.0005668	62547.5535	-12.5510	1933.2252
3.300	.000594	29.0243	4.1596	-.0005423	62811.7972	-11.8478	1995.3952

3.400	.000541	29.4145	3.0108	-.0005175	63013.8694	-11.1265	2057.5652
3.500	.000490	29.6918	1.9349	-.0004923	63157.4954	-10.3923	2119.7352
3.600	.000442	29.8635	.9327783	-.0004670	63246.4703	-9.6504	2181.9052
3.700	.000397	29.9372	.0049686	-.0004416	63284.6319	-8.9058	2244.0752
3.800	.000354	29.9202	-.8484978	-.0004161	63275.8344	-8.1635	2306.2452
3.900	.000314	29.8200	-2.1017	-.0003907	63223.9233	-16.9005	5388.6150
4.000	.000276	29.5492	-3.7100	-.0003655	63083.6485	-15.2647	5534.1450
4.100	.000241	29.1241	-5.1563	-.0003405	62863.4897	-13.6617	5679.6750
4.200	.000208	28.5609	-6.4444	-.0003160	62571.7617	-12.1002	5825.2050
4.300	.000177	27.8751	-7.5788	-.0002920	62216.5675	-10.5883	5970.7350
4.400	.000149	27.0820	-8.5649	-.0002686	61805.7572	-9.1329	6116.2650
4.500	.000124	26.1960	-9.4085	-.0002460	61346.8911	-7.7402	6261.7950
4.600	.000100	25.2313	-10.1163	-.0002241	60847.2070	-6.4154	6407.3250
4.700	7.88E-05	24.2010	-10.6952	-.0002031	60313.5935	-5.1629	6552.8550
4.800	5.95E-05	23.1178	-11.1527	-.0001830	59752.5664	-3.9862	6698.3850
4.900	4.22E-05	21.9936	-11.4964	-.0001638	59170.2509	-2.8879	6843.9150
5.000	2.68E-05	20.8392	-11.7343	-.0001456	58572.3666	-1.8699	6989.4450
5.100	1.31E-05	19.6651	-11.8744	-.0001283	57964.2183	-.9334744	7134.9750
5.200	1.09E-06	18.4805	-11.9251	-.0001121	57350.6887	-.0790019	7280.5050
5.300	-9.34E-06	17.2942	-11.8943	-9.6908E-05	56736.2365	.6936739	7426.0350
5.400	-1.83E-05	16.1139	-11.7904	-8.2701E-05	56124.8967	1.3853	7571.5650
5.500	-2.59E-05	14.9466	-11.6213	-6.9493E-05	55520.2845	1.9973	7717.0950
5.600	-3.22E-05	13.7984	-11.3948	-5.7270E-05	54925.6020	2.5314	7862.6250
5.700	-3.73E-05	12.6748	-11.1188	-4.6012E-05	54343.6472	2.9899	8008.1550
5.800	-4.14E-05	11.5804	-10.8005	-3.5698E-05	53776.8262	3.3754	8153.6850
5.900	-4.45E-05	10.5192	-10.4472	-2.6300E-05	53227.1664	3.6911	8299.2150
6.000	-4.67E-05	9.4943	-10.0656	-1.7789E-05	52696.3320	3.9401	8444.7450
6.100	-4.80E-05	8.5083	-9.6623	-1.0134E-05	52185.6415	4.1261	8590.2750
6.200	-4.87E-05	7.5632	-9.2433	-3.2997E-06	51696.0858	4.2530	8735.8050
6.300	-4.87E-05	6.6601	-8.8145	2.7486E-06	51228.3481	4.3246	8881.3350
6.400	-4.81E-05	5.7999	-8.3810	8.0472E-06	50782.8242	4.3450	9026.8650
6.500	-4.71E-05	4.9829	-7.9478	1.2632E-05	50359.6441	4.3187	9172.3950
6.600	-4.56E-05	4.2088	-7.5194	1.6541E-05	49958.6939	4.2497	9317.9250
6.700	-4.38E-05	3.4769	-7.0998	1.9809E-05	49579.6381	4.1426	9463.4550
6.800	-4.16E-05	2.7863	-6.6925	2.2473E-05	49221.9423	4.0018	9608.9850
6.900	-3.93E-05	2.1356	-6.3009	2.4566E-05	48884.8960	3.8316	9754.5150
7.000	-3.67E-05	1.5230	-5.9275	2.6122E-05	48567.6362	3.6366	9900.0450
7.100	-3.41E-05	.9467831	-5.5746	2.7172E-05	48269.1696	3.4211	10045.5750
7.200	-3.13E-05	.4046925	-5.2440	2.7747E-05	47988.3964	3.1897	10191.1050
7.300	-2.85E-05	-.1055230	-4.9372	2.7874E-05	47833.4430	2.9467	10336.6350
7.400	-2.57E-05	-.5862663	-4.6551	2.7580E-05	48082.4417	2.6964	10482.1650
7.500	-2.30E-05	-1.0400	-4.0282	2.6888E-05	48317.4580	9.8403	42800.9311
7.600	-2.03E-05	-1.3953	-3.0948	2.5852E-05	48501.4779	8.8273	43385.2411
7.700	-1.78E-05	-1.6622	-2.2617	2.4552E-05	48639.7383	7.8356	43969.5511
7.800	-1.54E-05	-1.8507	-1.5260	2.3058E-05	48737.3685	6.8773	44553.8611
7.900	-1.32E-05	-1.9704	-.8840723	2.1433E-05	48799.3266	5.9622	45138.1711
8.000	-1.11E-05	-2.0303	-.3310763	1.9732E-05	48830.3490	5.0977	45722.4811
8.100	-9.26E-06	-2.0391	.1382640	1.8002E-05	48834.9116	4.2891	46306.7911
8.200	-7.55E-06	-2.0049	.5297065	1.6282E-05	48817.2024	3.5398	46891.1011
8.300	-6.01E-06	-1.9352	.8492610	1.4607E-05	48781.1036	2.8513	47475.4111
8.400	-4.63E-06	-1.8369	1.1030	1.3003E-05	48730.1826	2.2240	48059.7211
8.500	-3.41E-06	-1.7162	1.2971	1.1492E-05	48667.6915	1.6565	48644.0311
8.600	-2.33E-06	-1.5789	1.4406	1.0090E-05	48596.5729	1.2138	52114.2168

8.700	-1.39E-06	-1.4294	1.5379	8.8112E-06	48519.1234	.7318643	52754.6568
8.800	-5.67E-07	-1.2724	1.5896	7.6623E-06	48437.8435	.3027268	53395.0968
8.900	1.45E-07	-1.1124	1.6008	6.6482E-06	48354.9602	-.0784414	54035.5368
9.000	7.63E-07	-.9531211	1.5760	5.7698E-06	48272.4524	-.4170023	54675.9768
9.100	1.30E-06	-.7979416	1.5192	5.0252E-06	48192.0779	-.7186324	55316.4168
9.200	1.77E-06	-.6499056	1.4339	4.4095E-06	48115.4034	-.9891595	55956.8568
9.300	2.18E-06	-.5117264	1.3227	3.9155E-06	48043.8341	-1.2344	56597.2968
9.400	2.55E-06	-.3858638	1.1880	3.5338E-06	47978.6442	-1.4600	57237.7368
9.500	2.89E-06	-.2745808	1.0314	3.2530E-06	47921.0057	-1.6714	57878.1768
9.600	3.20E-06	-.1799972	.8541430	3.0597E-06	47872.0166	-1.8734	58518.6168
9.700	3.50E-06	-.1041382	.6637413	2.9389E-06	47832.7257	-1.9346	55278.5370
9.800	3.79E-06	-.0476196	.4610672	2.8743E-06	47803.4522	-2.1189	55918.9770
9.900	4.07E-06	-.0122873	.2398947	2.8489E-06	47785.1520	-2.3046	56559.4170
10.000	4.36E-06	0.0000	0.0000	2.8436E-06	47778.7879	-2.4933	28599.9285

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00265709 m
Computed slope at pile head = 1.951564E-17
Maximum bending moment = -123.90797 kN- m
Maximum shear force = 89.32000000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 11
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 89.320	S= 0.000	630.6800	.0026571	-123.9080	89.3200

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)== - 복사본 ₩05.파전제1교₩
Name of input data file: 파전제1교 A2_지진시.lpd
Name of output file: 파전제1교 A2_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제1교 A2_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제1교 A2_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 9:42:57

Problem Title

파전제1교 A2_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis

- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)
- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 10.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	10.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 6 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974

Distance from top of pile to top of layer = 2.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 3.900 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 13326.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 13326.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 3.900 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 7.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 31195.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 31195.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 8.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 125249.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 125249.000 kN/ m**3

Layer 5 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 8.600 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.700 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 6 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.700 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 5.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 12 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.30	19.00000
3	2.30	18.00000
4	3.90	18.00000
5	3.90	18.00000
6	7.50	8.00000
7	7.50	9.50000
8	8.60	9.50000
9	8.60	10.00000
10	9.70	10.00000
11	9.70	13.00000

12 15.00 13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 12 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	2.300	.00000	25.00	------	------
3	2.300	.00000	26.00	------	------
4	3.900	.00000	26.00	------	------
5	3.900	.00000	27.00	------	------
6	7.500	.00000	27.00	------	------
7	7.500	.00000	29.00	------	------
8	8.600	.00000	29.00	------	------
9	8.600	.00000	31.00	------	------
10	9.700	.00000	31.00	------	------
11	9.700	.00000	33.00	------	------
12	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 110.800 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 701.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 110.800 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 701.600 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth X m	Deflect. y m	Moment M kN- m	Shear V kN	Slope S Rad.	Total Stress kN/ m**2	Soil Res. p kN/ m	Es*h F/L kN/ m
0.000	.003270	-159.8493	110.8000	-2.1684E-18	135945.	0.0000	0.0000
.1000	.003263	-148.7645	110.6030	-.0001312	130203.	-3.9396	120.7213
.200	.003244	-137.7103	110.0032	-.0002531	124478.	-8.0569	248.3678
.300	.003213	-126.7284	108.9896	-.0003655	118790.	-12.2149	380.1958
.400	.003171	-115.8611	107.5556	-.0004687	113161.	-16.4660	519.2912
.500	.003119	-105.1515	105.7011	-.0005627	107614.	-20.6241	661.2272
.600	.003058	-94.6419	103.4414	-.0006476	102171.	-24.5696	803.3681
.700	.002990	-84.3723	100.7954	-.0007237	96851.7704	-28.3504	948.3207
.800	.002914	-74.3813	97.7886	-.0007912	91676.9382	-31.7844	1090.9080
.900	.002831	-64.7036	94.4613	-.0008504	86664.4331	-34.7632	1227.8246
1.000	.002743	-55.3697	90.8414	-.0009014	81829.9828	-37.6344	1371.7675
1.100	.002651	-46.4088	86.9559	-.0009447	77188.7469	-40.0754	1511.7107
1.200	.002555	-37.8460	82.8544	-.0009806	72753.6453	-41.9547	1642.3526
1.300	.002455	-29.7004	78.5704	-.0010093	68534.6767	-43.7249	1781.1376
1.400	.002353	-21.9903	74.1316	-.0010313	64541.2611	-45.0507	1914.8556
1.500	.002249	-14.7293	69.5900	-.0010469	60780.5039	-45.7820	2035.9929
1.600	.002143	-7.9254	64.9984	-.0010565	57256.4172	-46.0498	2148.5293
1.700	.002037	-1.5814	60.4102	-.0010606	53970.5985	-45.7139	2243.8140
1.800	.001931	4.3055	55.8896	-.0010594	55381.5263	-44.6981	2314.5171
1.900	.001825	9.7452	51.4587	-.0010534	58198.9759	-43.9188	2405.9143
2.000	.001721	14.7451	47.1167	-.0010430	60788.6490	-42.9226	2494.7418
2.100	.001617	19.3149	42.9011	-.0010285	63155.5506	-41.3885	2559.8204
2.200	.001515	23.4696	38.8651	-.0010103	65307.4858	-39.3313	2596.4325
2.300	.001415	27.2296	34.8439	-.0009888	67254.9812	-41.0925	2904.5030
2.400	.001317	30.5771	30.8810	-.0009642	68988.7987	-38.1664	2897.8386
2.500	.001222	33.5411	27.2326	-.0009369	70523.9900	-34.8009	2847.9848
2.600	.001130	36.1551	23.8039	-.0009073	71877.8953	-33.7746	2989.7496
2.700	.001040	38.4292	20.4401	-.0008756	73055.7491	-33.4998	3219.6192
2.800	.000955	40.3660	17.1140	-.0008421	74058.9046	-33.0238	3459.5540
2.900	.000872	41.9702	13.8453	-.0008070	74889.7675	-32.3501	3709.5487
3.000	.000793	43.2483	10.6901	-.0007708	75551.7772	-30.7531	3877.3048
3.100	.000718	44.2164	7.7128	-.0007336	76053.1659	-28.7925	4010.5648
3.200	.000646	44.8938	4.9338	-.0006957	76404.0588	-26.7871	4143.8248

3.300	.000579	45.3007	2.3568	-.0006574	76614.8216	-24.7545	4277.0848
3.400	.000515	45.4574	-.0165450	-.0006188	76695.9695	-22.7116	4410.3448
3.500	.000455	45.3843	-2.1858	-.0005801	76658.0790	-20.6742	4543.6048
3.600	.000399	45.1017	-4.1524	-.0005417	76511.7052	-18.6575	4676.8648
3.700	.000347	44.6298	-5.9191	-.0005035	76267.3017	-16.6759	4810.1248
3.800	.000298	43.9885	-7.4900	-.0004658	75935.1468	-14.7427	4943.3848
3.900	.000254	43.1972	-9.4698	-.0004287	75525.2734	-24.8525	9803.0400
4.000	.000212	42.1547	-11.8821	-.0003925	74985.3424	-23.3949	11010.3745
4.100	.000175	40.8758	-14.1173	-.0003571	74322.9356	-21.3090	12174.6350
4.200	.000141	39.3813	-16.0634	-.0003230	73548.8963	-17.6126	12486.5850
4.300	.000110	37.7084	-17.6507	-.0002902	72682.4166	-14.1328	12798.5350
4.400	8.30E-05	35.8919	-18.9014	-.0002589	71741.5716	-10.8823	13110.4850
4.500	5.86E-05	33.9645	-19.8391	-.0002292	70743.2527	-7.8706	13422.4350
4.600	3.72E-05	31.9563	-20.4878	-.0002012	69703.1188	-5.1035	13734.3850
4.700	1.84E-05	29.8951	-20.8722	-.0001749	68635.5638	-2.5842	14046.3350
4.800	2.18E-06	27.8064	-21.0170	-.0001504	67553.7001	-.3129247	14358.2850
4.900	-1.17E-05	25.7128	-20.9471	-.0001276	66469.3563	1.7126	14670.2350
5.000	-2.33E-05	23.6349	-20.6866	-.0001066	65393.0881	3.4970	14982.1850
5.100	-3.30E-05	21.5905	-20.2594	-8.7384E-05	64334.2019	5.0467	15294.1350
5.200	-4.08E-05	19.5953	-19.6886	-6.9870E-05	63300.7872	6.3700	15606.0850
5.300	-4.70E-05	17.6626	-18.9962	-5.4027E-05	62299.7603	7.4769	15918.0350
5.400	-5.16E-05	15.8036	-18.2035	-3.9796E-05	61336.9138	8.3784	16229.9850
5.500	-5.49E-05	14.0275	-17.3302	-2.7110E-05	60416.9745	9.0866	16541.9350
5.600	-5.70E-05	12.3414	-16.3952	-1.5897E-05	59543.6651	9.6143	16853.8850
5.700	-5.81E-05	10.7507	-15.4157	-6.0773E-06	58719.7710	9.9751	17165.8350
5.800	-5.83E-05	9.2591	-14.4078	2.4317E-06	57947.2100	10.1826	17477.7850
5.900	-5.76E-05	7.8688	-13.3861	9.7152E-06	57227.1034	10.2511	17789.7350
6.000	-5.63E-05	6.5805	-12.3638	1.5860E-05	56559.8485	10.1944	18101.6850
6.100	-5.45E-05	5.3938	-11.3528	2.0952E-05	55945.1916	10.0265	18413.6350
6.200	-5.21E-05	4.3070	-10.3634	2.5077E-05	55382.3000	9.7611	18725.5850
6.300	-4.94E-05	3.3176	-9.4048	2.8319E-05	54869.8325	9.4114	19037.5350
6.400	-4.65E-05	2.4221	-8.4847	3.0760E-05	54406.0085	8.9904	19349.4850
6.500	-4.33E-05	1.6163	-7.6097	3.2477E-05	53988.6751	8.5103	19661.4350
6.600	-4.00E-05	.8955685	-6.7850	3.3545E-05	53615.3706	7.9829	19973.3850
6.700	-3.66E-05	.2546031	-6.0149	3.4034E-05	53283.3856	7.4194	20285.3350
6.800	-3.32E-05	-.3121834	-5.3024	3.4010E-05	53313.2090	6.8303	20597.2850
6.900	-2.98E-05	-.8106485	-4.6496	3.3532E-05	53571.3867	6.2254	20909.2350
7.000	-2.65E-05	-1.2468	-4.0576	3.2657E-05	53797.2952	5.6140	21221.1850
7.100	-2.32E-05	-1.6268	-3.5267	3.1435E-05	53994.0880	5.0047	21533.1350
7.200	-2.02E-05	-1.9566	-3.0562	2.9912E-05	54164.9089	4.4056	21845.0850
7.300	-1.73E-05	-2.2422	-2.6447	2.8126E-05	54312.8508	3.8242	22157.0350
7.400	-1.45E-05	-2.4895	-2.2901	2.6114E-05	54440.9161	3.2675	22468.9850
7.500	-1.20E-05	-2.7039	-1.5746	2.3906E-05	54551.9808	11.0431	91745.3719
7.600	-9.76E-06	-2.8077	-.5685661	2.1562E-05	54605.7648	9.0776	92997.8619
7.700	-7.72E-06	-2.8206	.2493210	1.9168E-05	54612.4451	7.2802	94250.3519
7.800	-5.93E-06	-2.7606	.8963691	1.6795E-05	54581.3310	5.6608	95502.8419
7.900	-4.37E-06	-2.6437	1.3906	1.4497E-05	54520.8117	4.2236	96755.3319
8.000	-3.03E-06	-2.4845	1.7502	1.2316E-05	54438.3347	2.9676	98007.8219
8.100	-1.90E-06	-2.2954	1.9929	1.0284E-05	54340.4102	1.8879	99260.3119
8.200	-9.71E-07	-2.0873	2.1361	8.4200E-06	54232.6363	.9762086	100513.
8.300	-2.18E-07	-1.8694	2.1960	6.7374E-06	54119.7417	.2218415	101765.
8.400	3.76E-07	-1.6491	2.1878	5.2412E-06	54005.6404	-.3876097	103018.
8.500	8.30E-07	-1.4325	2.1251	3.9308E-06	53893.4956	-.8657072	104270.

8.600	1.16E-06	-1.2246	2.0169	2.8009E-06	53785.7905	-1.2985	111709.
8.700	1.39E-06	-1.0296	1.8733	1.8423E-06	53684.7732	-1.5723	113082.
8.800	1.53E-06	-.8501915	1.7071	1.0430E-06	53591.8678	-1.7522	114455.
8.900	1.60E-06	-.6882893	1.5269	3.8872E-07	53508.0113	-1.8521	115827.
9.000	1.61E-06	-.5448671	1.3400	-1.3567E-07	53433.7265	-1.8853	117200.
9.100	1.57E-06	-.4202654	1.1526	-5.4608E-07	53369.1896	-1.8638	118573.
9.200	1.50E-06	-.3142770	.9694519	-8.5844E-07	53314.2934	-1.7985	119946.
9.300	1.40E-06	-.2262546	.7945932	-1.0883E-06	53268.7026	-1.6987	121319.
9.400	1.28E-06	-.1552057	.6310286	-1.2505E-06	53231.9032	-1.5726	122691.
9.500	1.15E-06	-.0998734	.4810561	-1.3590E-06	53203.2441	-1.4269	124064.
9.600	1.01E-06	-.0588038	.3463707	-1.4265E-06	53181.9723	-1.2669	125437.
9.700	8.65E-07	-.0303991	.2317920	-1.4644E-06	53167.2602	-1.0247	118492.
9.800	7.17E-07	-.0122399	.1375801	-1.4825E-06	53157.8547	-.8595158	119865.
9.900	5.68E-07	-.0026751	.0601548	-1.4889E-06	53152.9007	-.6889917	121237.
10.000	4.19E-07	0.0000	0.0000	-1.4900E-06	53151.5152	-.5141039	61305.1463

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00327020 m
Computed slope at pile head = -2.168404E-18
Maximum bending moment = -159.84929 kN- m
Maximum shear force = 110.80000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 12
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 110.800	S= 0.000	701.6000	.0032702	-159.8493	110.8000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제2교 A1_상시.lpd
Name of output file: 파전제2교 A1_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제2교 A1_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제2교 A1_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 9:54:02

Problem Title

파전제2교 A1_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 2.600 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 20817.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 20817.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.60	19.00000
3	2.60	18.00000
4	7.50	8.00000
5	7.50	10.00000
6	10.20	10.00000
7	10.20	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	2.600	.00000	25.00	------	------	
3	2.600	.00000	27.00	------	------	
4	7.500	.00000	27.00	------	------	

5	7.500	.00000	31.00	------	------
6	10.200	.00000	31.00	------	------
7	10.200	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 117.084 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 883.939 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 117.084 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 883.939 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.003566	-171.6053	117.0840	-5.7824E-17	155847.	0.0000	0.0000
.0900	.003560	-161.0625	116.9212	-.0001273	150387.	-3.6172	91.4558
.180	.003543	-150.5392	116.4255	-.0002466	144936.	-7.3981	187.9462
.270	.003515	-140.0667	115.5868	-.0003578	139512.	-11.2414	287.8089
.360	.003478	-129.6767	114.3996	-.0004610	134130.	-15.1396	391.7389
.450	.003432	-119.4014	112.8616	-.0005564	128808.	-19.0375	499.1944
.540	.003378	-109.2730	110.9785	-.0006439	123563.	-22.8093	607.6884
.630	.003316	-99.3228	108.7640	-.0007237	118409.	-26.4031	716.5253
.720	.003248	-89.5804	106.2329	-.0007960	113363.	-29.8442	827.0058
.810	.003173	-80.0742	103.4060	-.0008609	108439.	-32.9739	935.2514
.900	.003093	-70.8303	100.3148	-.0009187	103651.	-35.7213	1039.4604
.990	.003008	-61.8714	96.9788	-.0009695	99011.0764	-38.4118	1149.3862
1.080	.002918	-53.2199	93.4157	-.0010135	94530.0573	-40.7668	1257.2157
1.170	.002825	-44.8953	89.6610	-.0010511	90218.3907	-42.6705	1359.2658
1.260	.002729	-36.9137	85.7461	-.0010824	86084.3264	-44.3282	1461.8146
1.350	.002630	-29.2888	81.6897	-.0011077	82135.0703	-45.8146	1567.5113
1.440	.002530	-22.0333	77.5208	-.0011274	78377.0990	-46.8281	1665.9669
1.530	.002428	-15.1557	73.2826	-.0011416	74814.8932	-47.3528	1755.5711
1.620	.002324	-8.6608	69.0116	-.0011507	71450.8712	-47.5595	1841.5726
1.710	.002220	-2.5505	64.7464	-.0011550	68286.1049	-47.2216	1914.0202
1.800	.002116	3.1774	60.5371	-.0011548	68610.7818	-46.3178	1969.6745
1.890	.002013	8.5299	56.3980	-.0011503	71383.0970	-45.6639	2042.0399
1.980	.001909	13.5120	52.3228	-.0011418	73963.5667	-44.8953	2116.2135
2.070	.001807	18.1297	48.3372	-.0011297	76355.2586	-43.6745	2175.2142
2.160	.001706	22.3925	44.4815	-.0011142	78563.1489	-42.0075	2216.1168
2.250	.001606	26.3136	40.7952	-.0010956	80594.0966	-39.9099	2235.8779
2.340	.001509	29.9099	37.3159	-.0010741	82456.7780	-37.4084	2231.4379
2.430	.001413	33.2014	34.0781	-.0010499	84161.5745	-34.5416	2199.8693
2.520	.001320	36.2110	30.9768	-.0010233	85720.4096	-34.3764	2344.2001
2.610	.001229	38.9400	27.7287	-.0009946	87133.8815	-37.8039	2768.5100
2.700	.001141	41.3605	24.3675	-.0009639	88387.5245	-36.8897	2910.3723
2.790	.001055	43.4795	21.0630	-.0009314	89485.0975	-36.5431	3116.0867
2.880	.000973	45.3000	17.7985	-.0008974	90427.9877	-36.0019	3329.6554
2.970	.000894	46.8261	14.5912	-.0008621	91218.4085	-35.2709	3551.0862
3.060	.000818	48.0636	11.4580	-.0008258	91859.3783	-34.3568	3780.3748
3.150	.000745	49.0199	8.4148	-.0007887	92354.6932	-33.2681	4017.5117
3.240	.000676	49.7037	5.4763	-.0007509	92708.8906	-32.0320	4264.7694
3.330	.000610	50.1251	2.6135	-.0007127	92927.1345	-31.5877	4659.6534
3.420	.000548	50.2876	-.2031415	-.0006743	93011.2759	-31.0034	5094.6548
3.510	.000489	50.1958	-2.9609	-.0006358	92963.7610	-30.2791	5575.7826
3.600	.000433	49.8558	-5.6471	-.0005975	92787.6313	-29.4149	6110.4379
3.690	.000381	49.2744	-8.2193	-.0005596	92486.5233	-27.7464	6551.0044
3.780	.000333	48.4653	-10.5852	-.0005222	92067.4550	-24.8272	6719.6221
3.870	.000287	47.4522	-12.6915	-.0004855	91542.6992	-21.9812	6888.2398
3.960	.000245	46.2581	-14.5457	-.0004496	90924.2277	-19.2217	7056.8575
4.050	.000206	44.9055	-16.1559	-.0004147	90223.6555	-16.5604	7225.4752
4.140	.000170	43.4160	-17.5314	-.0003809	89452.1904	-14.0076	7394.0929
4.230	.000138	41.8104	-18.6825	-.0003483	88620.5892	-11.5721	7562.7106
4.320	.000108	40.1086	-19.6200	-.0003169	87739.1203	-9.2611	7731.3283
4.410	8.07E-05	38.3293	-20.3554	-.0002869	86817.5327	-7.0807	7899.9460

4.500	5.62E-05	36.4903	-20.9006	-.0002583	85865.0302	-5.0352	8068.5637
4.590	3.42E-05	34.6082	-21.2679	-.0002311	84890.2522	-3.1281	8237.1814
4.680	1.46E-05	32.6988	-21.4699	-.0002053	83901.2595	-1.3612	8405.7991
4.770	-2.78E-06	30.7763	-21.5193	-.0001810	82905.5249	.2645858	8574.4168
4.860	-1.80E-05	28.8541	-21.4287	-.0001582	81909.9296	1.7494	8743.0345
4.950	-3.13E-05	26.9443	-21.2107	-.0001368	80920.7636	3.0944	8911.6522
5.040	-4.26E-05	25.0580	-20.8779	-.0001169	79943.7300	4.3018	9080.2699
5.130	-5.23E-05	23.2049	-20.4424	-9.8460E-05	78983.9537	5.3745	9248.8876
5.220	-6.04E-05	21.3940	-19.9164	-8.1391E-05	78045.9933	6.3161	9417.5053
5.310	-6.69E-05	19.6329	-19.3112	-6.5689E-05	77133.8564	7.1309	9586.1230
5.400	-7.22E-05	17.9284	-18.6383	-5.1314E-05	76251.0168	7.8238	9754.7407
5.490	-7.62E-05	16.2862	-17.9082	-3.8219E-05	75400.4355	8.4002	9923.3584
5.580	-7.91E-05	14.7110	-17.1312	-2.6356E-05	74584.5821	8.8657	10091.9761
5.670	-8.09E-05	13.2068	-16.3171	-1.5671E-05	73805.4594	9.2265	10260.5938
5.760	-8.19E-05	11.7764	-15.4749	-6.1096E-06	73064.6286	9.4888	10429.2115
5.850	-8.20E-05	10.4223	-14.6132	2.3862E-06	72363.2353	9.6592	10597.8292
5.940	-8.15E-05	9.1457	-13.7401	9.8752E-06	71702.0372	9.7443	10766.4469
6.030	-8.03E-05	7.9475	-12.8628	1.6417E-05	71081.4313	9.7506	10935.0646
6.120	-7.85E-05	6.8278	-11.9882	2.2072E-05	70501.4820	9.6849	11103.6823
6.210	-7.63E-05	5.7861	-11.1225	2.6899E-05	69961.9491	9.5537	11272.3000
6.300	-7.37E-05	4.8214	-10.2712	3.0959E-05	69462.3149	9.3635	11440.9177
6.390	-7.07E-05	3.9323	-9.4394	3.4309E-05	69001.8120	9.1207	11609.5354
6.480	-6.75E-05	3.1169	-8.6316	3.7007E-05	68579.4497	8.8313	11778.1531
6.570	-6.40E-05	2.3728	-7.8516	3.9108E-05	68194.0397	8.5014	11946.7708
6.660	-6.04E-05	1.6974	-7.1029	4.0666E-05	67844.2213	8.1366	12115.3885
6.750	-5.67E-05	1.0878	-6.3883	4.1732E-05	67528.4852	7.7423	12284.0062
6.840	-5.29E-05	.5408309	-5.7104	4.2355E-05	67245.1966	7.3237	12452.6239
6.930	-4.91E-05	.0531731	-5.0709	4.2582E-05	66992.6165	6.8857	12621.2416
7.020	-4.53E-05	-.3787138	-4.4716	4.2458E-05	67161.2288	6.4328	12789.8593
7.110	-4.15E-05	-.7584718	-3.9135	4.2023E-05	67357.9226	5.9693	12958.4770
7.200	-3.77E-05	-1.0898	-3.3974	4.1315E-05	67529.5491	5.4992	13127.0947
7.290	-3.40E-05	-1.3766	-2.9238	4.0371E-05	67678.0703	5.0260	13295.7124
7.380	-3.04E-05	-1.6225	-2.4927	3.9224E-05	67805.4621	4.5533	13464.3301
7.470	-2.70E-05	-1.8315	-2.1040	3.7902E-05	67913.7001	4.0840	13632.9478
7.560	-2.36E-05	-2.0073	-1.4571	3.6432E-05	68004.7463	10.2927	39229.3858
7.650	-2.04E-05	-2.0996	-.5884231	3.4861E-05	68052.5477	9.0112	39748.1422
7.740	-1.73E-05	-2.1188	.1661638	3.3246E-05	68062.4779	7.7574	40266.8986
7.830	-1.44E-05	-2.0750	.8092981	3.1641E-05	68039.7961	6.5345	40785.6550
7.920	-1.16E-05	-1.9781	1.3438	3.0090E-05	67989.6344	5.3435	41304.4114
8.010	-9.00E-06	-1.8379	1.7725	2.8630E-05	67916.9927	4.1838	41823.1678
8.100	-6.49E-06	-1.6636	2.0982	2.7289E-05	67826.7406	3.0532	42341.9242
8.190	-4.09E-06	-1.4645	2.3233	2.6092E-05	67723.6268	1.9483	42860.6806
8.280	-1.79E-06	-1.2496	2.4498	2.5053E-05	67612.2930	.8642987	43379.4370
8.370	4.19E-07	-1.0276	2.4795	2.4182E-05	67497.2938	-.2041741	43898.1934
8.460	2.56E-06	-.8071181	2.4135	2.3480E-05	67383.1187	-1.2632	44416.9498
8.550	4.64E-06	-.5968625	2.2523	2.2942E-05	67274.2178	-2.3192	44935.7062
8.640	6.69E-06	-.4053558	1.9959	2.2559E-05	67175.0279	-3.3784	45454.4626
8.730	8.71E-06	-.2411894	1.6438	2.2311E-05	67089.9986	-4.4469	45973.2190
8.820	1.07E-05	-.1130283	1.1948	2.2176E-05	67023.6182	-5.5301	46491.9754
8.910	1.27E-05	-.0296543	.6474889	2.2121E-05	66980.4350	-6.6323	47010.7318
9.000	1.47E-05	0.0000	0.0000	2.2110E-05	66965.0758	-7.7564	23764.7441

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00356557 m
Computed slope at pile head = -5.782412E-17
Maximum bending moment = -171.60528 kN- m
Maximum shear force = 117.08400 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 13
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 117.084	S= 0.000	883.9390	.0035656	-171.6053	117.0840

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제2교 A1_지진시.lpd
Name of output file: 파전제2교 A1_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제2교 A1_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제2교 A1_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:00:46

Problem Title

파전제2교 A1_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.0000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 2.600 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 2.600 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 44621.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 44621.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.500 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 10.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.200 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 6.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	2.60	19.00000
3	2.60	18.00000
4	7.50	8.00000
5	7.50	10.00000
6	10.20	10.00000
7	10.20	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	2.600	.00000	25.00	------	------
3	2.600	.00000	27.00	------	------
4	7.500	.00000	27.00	------	------

5	7.500	.00000	31.00	------	------
6	10.200	.00000	31.00	------	------
7	10.200	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 206.900 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 1257.100 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 206.900 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 1257.100 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.008787	-346.5660	206.9000	5.7824E-17	274737.	0.0000	0.0000
.0900	.008775	-327.9300	206.6933	-.0002581	265085.	-4.5936	47.1157
.180	.008740	-309.3028	206.0608	-.0005020	255437.	-9.4616	97.4285
.270	.008684	-290.7255	204.9829	-.0007317	245815.	-14.4907	150.1743
.360	.008608	-272.2403	203.4480	-.0009471	236240.	-19.6195	205.1185
.450	.008514	-253.8905	201.4509	-.0011485	226736.	-24.7612	261.7502
.540	.008402	-235.7193	198.9961	-.0013359	217325.	-29.7890	319.1012
.630	.008273	-217.7690	196.0971	-.0015094	208027.	-34.6337	376.7532
.720	.008130	-200.0803	192.7698	-.0016693	198865.	-39.3064	435.1226
.810	.007973	-182.6927	189.0378	-.0018158	189860.	-43.6258	492.4567
.900	.007803	-165.6426	184.9371	-.0019491	181029.	-47.5019	547.8735
.990	.007622	-148.9629	180.4875	-.0020696	172389.	-51.3775	606.6551
1.080	.007431	-132.6865	175.7058	-.0021773	163959.	-54.8820	664.7269
1.170	.007230	-116.8432	170.6323	-.0022728	155753.	-57.8621	720.2588
1.260	.007022	-101.4584	165.3050	-.0023564	147785.	-60.5233	775.7652
1.350	.006806	-86.5551	159.7493	-.0024284	140066.	-62.9357	832.2369
1.440	.006584	-72.1541	154.0028	-.0024891	132607.	-64.7656	885.2502
1.530	.006358	-58.2714	148.1173	-.0025390	125416.	-66.0227	934.5814
1.620	.006127	-44.9184	142.1176	-.0025785	118500.	-67.3052	988.5784
1.710	.005894	-32.1068	136.0312	-.0026080	111864.	-67.9481	1037.5794
1.800	.005658	-19.8427	129.9177	-.0026279	105512.	-67.9060	1080.1557
1.890	.005421	-8.1269	123.7853	-.0026386	99444.1592	-68.3712	1135.1427
1.980	.005183	3.0357	117.6132	-.0026405	96807.1769	-68.7851	1194.3986
2.070	.004946	13.6409	111.4301	-.0026341	102300.	-68.6185	1248.7351
2.160	.004709	23.6892	105.2892	-.0026198	107505.	-67.8441	1296.6789
2.250	.004474	33.1858	99.2464	-.0025981	112423.	-66.4420	1336.5735
2.340	.004241	42.1414	93.3584	-.0025692	117062.	-64.4007	1366.5842
2.430	.004011	50.5717	87.6830	-.0025338	121428.	-61.7198	1384.7164
2.520	.003785	58.4977	82.1002	-.0024920	125533.	-62.3425	1482.3062
2.610	.003563	65.9136	76.2348	-.0024444	129374.	-68.0001	1717.6879
2.700	.003345	72.7731	70.1297	-.0023913	132927.	-67.6692	1820.5823
2.790	.003132	79.0781	64.0241	-.0023332	136193.	-68.0098	1953.9965
2.880	.002925	84.8253	57.9025	-.0022705	139170.	-68.0274	2092.9860
2.970	.002724	90.0143	51.7939	-.0022036	141857.	-67.7189	2237.5684
3.060	.002529	94.6469	45.7277	-.0021329	144257.	-67.0845	2387.7384
3.150	.002340	98.7279	39.7332	-.0020589	146370.	-66.1269	2543.4657
3.240	.002158	102.2647	33.8381	-.0019820	148202.	-64.8763	2705.7022
3.330	.001983	105.2672	28.0080	-.0019025	149757.	-64.6813	2935.4153
3.420	.001816	107.7367	22.2062	-.0018210	151037.	-64.2467	3184.8594
3.510	.001655	109.6764	16.4544	-.0017378	152041.	-63.5719	3456.3565
3.600	.001503	111.0917	10.7741	-.0016533	152774.	-62.6572	3752.6227
3.690	.001358	111.9898	5.1868	-.0015679	153239.	-61.5040	4076.8607
3.780	.001220	112.3801	-.2860035	-.0014821	153442.	-60.1144	4432.8793
3.870	.001091	112.2737	-5.6233	-.0013961	153386.	-58.4916	4825.2539
3.960	.000969	111.6838	-10.8042	-.0013104	153081.	-56.6392	5259.5435
4.050	.000855	110.6255	-15.8082	-.0012253	152533.	-54.5615	5742.5917
4.140	.000749	109.1156	-20.6153	-.0011412	151751.	-52.2631	6282.9521
4.230	.000650	107.1729	-25.2058	-.0010584	150745.	-49.7485	6891.5098
4.320	.000558	104.8181	-29.5605	-.0009773	149525.	-47.0216	7582.4134
4.410	.000474	102.0732	-33.6603	-.0008981	148103.	-44.0854	8374.5286

4.500	.000396	98.9624	-37.4865	-.0008212	146492.	-40.9409	9293.8061
4.590	.000326	95.5114	-41.0202	-.0007467	144705.	-37.5856	10377.3487
4.680	.000262	91.7478	-44.2420	-.0006751	142755.	-34.0113	11680.8732
4.770	.000204	87.7006	-47.1315	-.0006064	140659.	-30.1997	13293.6084
4.860	.000153	83.4013	-49.6657	-.0005409	138432.	-26.1151	15371.5691
4.950	.000107	78.8832	-51.8167	-.0004788	136092.	-21.6860	18224.6370
5.040	6.67E-05	74.1826	-53.4419	-.0004202	133657.	-14.4286	19463.4540
5.130	3.15E-05	69.3587	-54.4030	-.0003653	131159.	-6.9286	19824.8841
5.220	9.68E-07	64.4727	-54.7245	-.0003141	128628.	-.2170191	20186.3142
5.310	-2.51E-05	59.5794	-54.4767	-.0002666	126094.	5.7254	20547.7443
5.400	-4.70E-05	54.7273	-53.7275	-.0002228	123581.	10.9234	20909.1744
5.490	-6.52E-05	49.9589	-52.5426	-.0001828	121111.	15.4067	21270.6045
5.580	-7.99E-05	45.3110	-50.9849	-.0001463	118703.	19.2086	21632.0346
5.670	-9.15E-05	40.8147	-49.1141	-.0001134	116375.	22.3661	21993.4647
5.760	-.000100	36.4961	-46.9862	-8.3763E-05	114138.	24.9184	22354.8948
5.850	-.000107	32.3761	-44.6541	-5.7404E-05	112004.	26.9068	22716.3249
5.940	-.000111	28.4713	-42.1665	-3.4117E-05	109981.	28.3737	23077.7550
6.030	-.000113	24.7939	-39.5684	-1.3731E-05	108077.	29.3623	23439.1851
6.120	-.000113	21.3521	-36.9008	3.9297E-06	106294.	29.9161	23800.6152
6.210	-.000112	18.1508	-34.2011	1.9048E-05	104636.	30.0780	24162.0453
6.300	-.000110	15.1916	-31.5025	3.1809E-05	103103.	29.8904	24523.4754
6.390	-.000106	12.4732	-28.8347	4.2397E-05	101695.	29.3947	24884.9055
6.480	-.000102	9.9918	-26.2236	5.0994E-05	100410.	28.6307	25246.3356
6.570	-9.71E-05	7.7414	-23.6915	5.7781E-05	99244.4750	27.6368	25607.7657
6.660	-9.17E-05	5.7142	-21.2576	6.2931E-05	98194.5072	26.4494	25969.1958
6.750	-8.58E-05	3.9008	-18.9378	6.6611E-05	97255.2479	25.1030	26330.6259
6.840	-7.97E-05	2.2904	-16.7448	6.8980E-05	96421.1295	23.6297	26692.0560
6.930	-7.34E-05	.8711247	-14.6888	7.0190E-05	95686.0434	22.0598	27053.4861
7.020	-6.70E-05	-.3695016	-12.7771	7.0382E-05	95426.2301	20.4211	27414.9162
7.110	-6.07E-05	-1.4447	-11.0149	6.9688E-05	95983.1161	18.7393	27776.3463
7.200	-5.45E-05	-2.3680	-9.4049	6.8229E-05	96461.3192	17.0378	28137.7764
7.290	-4.84E-05	-3.1530	-7.9480	6.6116E-05	96867.9364	15.3381	28499.2065
7.380	-4.26E-05	-3.8136	-6.6431	6.3450E-05	97210.0635	13.6593	28860.6366
7.470	-3.70E-05	-4.3631	-5.4876	6.0320E-05	97494.7142	12.0188	29222.0667
7.560	-3.17E-05	-4.8150	-3.8468	5.6808E-05	97728.7458	24.4435	69315.2590
7.650	-2.68E-05	-5.0684	-1.7336	5.3025E-05	97860.0122	22.5170	75642.0880
7.740	-2.22E-05	-5.1390	.2022240	4.9118E-05	97896.5846	20.5014	83138.9273
7.830	-1.79E-05	-5.0431	1.9094	4.5222E-05	97846.9155	17.4363	87425.7621
7.920	-1.41E-05	-4.8056	3.3162	4.1452E-05	97723.8689	13.8251	88537.7382
8.010	-1.05E-05	-4.4556	4.4085	3.7908E-05	97542.6053	10.4475	89649.7143
8.100	-7.23E-06	-4.0206	5.2067	3.4664E-05	97317.3111	7.2912	90761.6904
8.190	-4.25E-06	-3.5262	5.7300	3.1776E-05	97061.2473	4.3372	91873.6665
8.280	-1.51E-06	-2.9964	5.9954	2.9279E-05	96786.8289	1.5606	92985.6426
8.370	1.02E-06	-2.4537	6.0175	2.7193E-05	96505.7292	-1.0680	94097.6187
8.460	3.38E-06	-1.9194	5.8084	2.5520E-05	96228.9998	-3.5803	95209.5948
8.550	5.62E-06	-1.4140	5.3768	2.4244E-05	95967.2048	-6.0094	96321.5709
8.640	7.75E-06	-.9570694	4.7289	2.3336E-05	95730.5580	-8.3882	97433.5470
8.730	9.82E-06	-.5680357	3.8678	2.2753E-05	95529.0599	-10.7476	98545.5231
8.820	1.18E-05	-.2660080	2.7940	2.2434E-05	95372.6261	-13.1147	99657.4992
8.910	1.39E-05	-.0701861	1.5059	2.2305E-05	95271.2010	-15.5114	100769.
9.000	1.59E-05	0.0000	0.0000	2.2278E-05	95234.8485	-17.9522	50940.7257

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00878665 m
Computed slope at pile head = 5.782412E-17
Maximum bending moment = -346.56603 kN- m
Maximum shear force = 206.90000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 206.900	S= 0.000	1257.1000	.0087866	-346.5660	206.9000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제2교 A2_상시.lpd
Name of output file: 파전제2교 A2_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제2교 A2_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제2교 A2_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:06:26

Problem Title

파전제2교 A2_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.5000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 3.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 3.500 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 8.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 24663.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 24663.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 8.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 5.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	3.50	19.00000
3	3.50	18.00000
4	8.10	8.00000
5	8.10	10.00000
6	9.10	10.00000
7	9.10	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	3.500	.00000	25.00	------	------	
3	3.500	.00000	27.00	------	------	
4	8.100	.00000	27.00	------	------	

5	8.100	.00000	31.00	------	------
6	9.100	.00000	31.00	------	------
7	9.100	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 111.654 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 860.152 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 111.654 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 860.152 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.003320	-161.9315	111.6540	2.0543E-17	149035.	0.0000	0.0000
.0950	.003314	-151.3190	111.4758	-.0001265	143538.	-3.7522	107.5755
.190	.003296	-140.7304	110.9331	-.0002445	138054.	-7.6726	221.1623
.285	.003267	-130.2018	110.0156	-.0003540	132600.	-11.6434	338.5619
.380	.003229	-119.7696	108.7174	-.0004550	127197.	-15.6865	461.5820
.475	.003181	-109.4711	107.0372	-.0005476	121863.	-19.6863	587.9862
.570	.003124	-99.3431	104.9849	-.0006319	116617.	-23.5195	715.1153
.665	.003061	-89.4207	102.5766	-.0007082	111478.	-27.1812	843.6887
.760	.002990	-79.7378	99.8320	-.0007765	106463.	-30.6001	972.2734
.855	.002913	-70.3257	96.7806	-.0008371	101588.	-33.6412	1097.0901
.950	.002831	-61.2126	93.4537	-.0008903	96867.8229	-36.3974	1221.4509
1.045	.002744	-52.4240	89.8731	-.0009362	92315.7940	-38.9850	1349.7336
1.140	.002653	-43.9838	86.0690	-.0009751	87944.2061	-41.0994	1471.7209
1.235	.002559	-35.9115	82.0848	-.0010074	83763.2316	-42.7802	1588.3829
1.330	.002462	-28.2230	77.9434	-.0010333	79781.0033	-44.4060	1713.7725
1.425	.002362	-20.9334	73.6718	-.0010532	76005.3838	-45.5232	1830.7011
1.520	.002261	-14.0533	69.3201	-.0010673	72441.8448	-46.0910	1936.1987
1.615	.002160	-7.5881	64.9321	-.0010761	69093.2757	-46.2885	2036.2799
1.710	.002057	-1.5403	60.5533	-.0010797	65960.8208	-45.8962	2119.6448
1.805	.001954	4.0934	56.2412	-.0010787	67283.2075	-44.8851	2181.8098
1.900	.001852	9.3218	52.0106	-.0010733	69991.2217	-44.1796	2266.1601
1.995	.001750	14.1509	47.8577	-.0010638	72492.4015	-43.2491	2347.1989
2.090	.001650	18.5886	43.8165	-.0010506	74790.9315	-41.8287	2408.4144
2.185	.001551	22.6477	39.9330	-.0010339	76893.2994	-39.9299	2445.9875
2.280	.001453	26.3449	36.2515	-.0010141	78808.2423	-37.5765	2455.9989
2.375	.001358	29.7012	32.8133	-.0009915	80546.6346	-34.8060	2434.6031
2.470	.001265	32.7415	29.5996	-.0009663	82121.3121	-32.8515	2466.9014
2.565	.001175	35.4831	26.4818	-.0009387	83541.3073	-32.7862	2651.7825
2.660	.001087	37.9264	23.3787	-.0009091	84806.8312	-32.5405	2844.5822
2.755	.001002	40.0736	20.3076	-.0008775	85918.9490	-32.1152	3045.3253
2.850	.000920	41.9283	17.2853	-.0008444	86879.5753	-31.5131	3254.0079
2.945	.000841	43.4958	14.3283	-.0008099	87691.4612	-30.7388	3470.5972
3.040	.000766	44.7830	11.4527	-.0007742	88358.1726	-29.7989	3695.0318
3.135	.000694	45.7983	8.6326	-.0007376	88884.0589	-29.5729	4046.4092
3.230	.000626	46.5437	5.8379	-.0007003	89270.1419	-29.2621	4440.8596
3.325	.000561	47.0220	3.0792	-.0006625	89517.8488	-28.8169	4877.8137
3.420	.000500	47.2371	.3691625	-.0006245	89629.2445	-28.2359	5363.7662
3.515	.000443	47.1942	-2.3382	-.0005863	89607.0373	-28.7611	6173.4726
3.610	.000389	46.8886	-5.0304	-.0005483	89448.7739	-27.9163	6822.8903
3.705	.000338	46.3280	-7.6348	-.0005107	89158.4137	-26.9134	7555.2947
3.800	.000292	45.5215	-10.1326	-.0004735	88740.6636	-25.6732	8361.9196
3.895	.000248	44.4802	-12.4185	-.0004372	88201.3485	-22.4493	8584.5031
3.990	.000209	43.2334	-14.4034	-.0004018	87555.5739	-19.3393	8807.0867
4.085	.000172	41.8092	-16.0991	-.0003674	86817.9202	-16.3581	9029.6703
4.180	.000139	40.2346	-17.5182	-.0003343	86002.3717	-13.5183	9252.2539
4.275	.000109	38.5354	-18.6748	-.0003024	85122.2566	-10.8305	9474.8374
4.370	8.13E-05	36.7359	-19.5836	-.0002720	84190.1969	-8.3031	9697.4210
4.465	5.69E-05	34.8590	-20.2603	-.0002431	83218.0685	-5.9424	9920.0046
4.560	3.52E-05	32.9261	-20.7208	-.0002157	82216.9704	-3.7529	10142.5882
4.655	1.59E-05	30.9573	-20.9816	-.0001899	81197.2036	-1.7372	10365.1717

4.750	-9.31E-07	28.9707	-21.0592	-.0001657	80168.2578	.1038150	10587.7553
4.845	-1.56E-05	26.9831	-20.9701	-.0001431	79138.8065	1.7708	10810.3389
4.940	-2.81E-05	25.0097	-20.7309	-.0001221	78116.7099	3.2657	11032.9225
5.035	-3.88E-05	23.0642	-20.3576	-.0001027	77109.0235	4.5921	11255.5060
5.130	-4.76E-05	21.1586	-19.8662	-8.4806E-05	76122.0140	5.7544	11478.0896
5.225	-5.49E-05	19.3035	-19.2718	-6.8460E-05	75161.1797	6.7583	11700.6732
5.320	-6.06E-05	17.5081	-18.5893	-5.3589E-05	74231.2766	7.6101	11923.2568
5.415	-6.51E-05	15.7803	-17.8328	-4.0141E-05	73336.3481	8.3172	12145.8403
5.510	-6.83E-05	14.1265	-17.0156	-2.8059E-05	72479.7582	8.8872	12368.4239
5.605	-7.04E-05	12.5519	-16.1503	-1.7282E-05	71664.2283	9.3286	12591.0075
5.700	-7.15E-05	11.0607	-15.2488	-7.7429E-06	70891.8754	9.6500	12813.5911
5.795	-7.19E-05	9.6559	-14.3221	6.2624E-07	70164.2528	9.8603	13036.1746
5.890	-7.14E-05	8.3394	-13.3802	7.8960E-06	69482.3915	9.9686	13258.7582
5.985	-7.04E-05	7.1124	-12.4325	1.4138E-05	68846.8431	9.9841	13481.3418
6.080	-6.87E-05	5.9749	-11.4872	1.9425E-05	68257.7219	9.9159	13703.9254
6.175	-6.67E-05	4.9266	-10.5520	2.3829E-05	67714.7475	9.7728	13926.5089
6.270	-6.42E-05	3.9662	-9.6335	2.7422E-05	67217.2870	9.5636	14149.0925
6.365	-6.15E-05	3.0918	-8.7376	3.0273E-05	66764.3958	9.2970	14371.6761
6.460	-5.85E-05	2.3011	-7.8694	3.2452E-05	66354.8570	8.9809	14594.2597
6.555	-5.53E-05	1.5913	-7.0332	3.4024E-05	65987.2205	8.6233	14816.8432
6.650	-5.20E-05	.9591909	-6.2326	3.5054E-05	65659.8387	8.2315	15039.4268
6.745	-4.86E-05	.4013384	-5.4706	3.5604E-05	65370.9016	7.8124	15262.0104
6.840	-4.52E-05	-.0860340	-4.7493	3.5731E-05	65207.5912	7.3725	15484.5940
6.935	-4.18E-05	-.5068641	-4.0705	3.5492E-05	65425.5581	6.9178	15707.1775
7.030	-3.85E-05	-.8652280	-3.4353	3.4938E-05	65611.1710	6.4537	15929.7611
7.125	-3.52E-05	-1.1653	-2.8445	3.4117E-05	65766.5868	5.9852	16152.3447
7.220	-3.20E-05	-1.4113	-2.2982	3.3076E-05	65893.9854	5.5167	16374.9283
7.315	-2.89E-05	-1.6073	-1.7961	3.1857E-05	65995.5481	5.0522	16597.5118
7.410	-2.60E-05	-1.7577	-1.3379	3.0497E-05	66073.4398	4.5950	16820.0954
7.505	-2.31E-05	-1.8665	-.9226053	2.9033E-05	66129.7923	4.1481	17042.6790
7.600	-2.04E-05	-1.9378	-.5491499	2.7497E-05	66166.6906	3.7141	17265.2626
7.695	-1.79E-05	-1.9754	-.2162290	2.5916E-05	66186.1614	3.2948	17487.8461
7.790	-1.55E-05	-1.9831	.0776379	2.4317E-05	66190.1633	2.8919	17710.4297
7.885	-1.33E-05	-1.9646	.3340621	2.2722E-05	66180.5795	2.5065	17933.0133
7.980	-1.12E-05	-1.9233	.5547490	2.1151E-05	66159.2118	2.1395	18155.5969
8.075	-9.26E-06	-1.8626	.7414632	1.9622E-05	66127.7772	1.7913	18378.1804
8.170	-7.47E-06	-1.7857	.9927872	1.8148E-05	66087.9056	3.4997	44525.6862
8.265	-5.81E-06	-1.6770	1.2901	1.6749E-05	66031.6136	2.7592	45103.6833
8.360	-4.28E-06	-1.5433	1.5190	1.5448E-05	65962.3667	2.0603	45681.6804
8.455	-2.88E-06	-1.3909	1.6834	1.4263E-05	65883.4360	1.4006	46259.6775
8.550	-1.57E-06	-1.2258	1.7868	1.3206E-05	65797.9106	.7764191	46837.6746
8.645	-3.67E-07	-1.0536	1.8324	1.2285E-05	65708.7139	.1833271	47415.6717
8.740	7.59E-07	-.8796180	1.8229	1.1504E-05	65618.6243	-.3836044	47993.6688
8.835	1.82E-06	-.7090854	1.7605	1.0862E-05	65530.2977	-.9297253	48571.6659
8.930	2.82E-06	-.5468966	1.6470	1.0355E-05	65446.2928	-1.4606	49149.6630
9.025	3.79E-06	-.3978535	1.4835	9.9730E-06	65369.0966	-1.9817	49727.6601
9.120	4.72E-06	-.2666687	1.2769	9.7045E-06	65301.1501	-2.3664	47650.1124
9.215	5.63E-06	-.1568235	1.0288	9.5335E-06	65244.2563	-2.8580	48228.1095
9.310	6.53E-06	-.0727612	.7336766	9.4407E-06	65200.7166	-3.3544	48806.1066
9.405	7.42E-06	-.0189678	.3910420	9.4036E-06	65172.8546	-3.8589	49384.1037
9.500	8.32E-06	0.0000	0.0000	9.3960E-06	65163.0303	-4.3735	24981.0504

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00331981 m
Computed slope at pile head = 2.054278E-17
Maximum bending moment = -161.93149 kN- m
Maximum shear force = 111.65400 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 12
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 111.654	S= 0.000	860.1520	.0033198	-161.9315	111.6540

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제2교 A2_지진시.lpd
Name of output file: 파전제2교 A2_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제2교 A2_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제2교 A2_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:13:52

Problem Title

파전제2교 A2_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 9.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	9.5000000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 3.500 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 3.500 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 8.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 52867.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 52867.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 8.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.100 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.100 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 5.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	3.50	19.00000
3	3.50	18.00000
4	8.10	8.00000
5	8.10	10.00000
6	9.10	10.00000
7	9.10	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %
1	.000	.00000	25.00	------	------
2	3.500	.00000	25.00	------	------
3	3.500	.00000	27.00	------	------
4	8.100	.00000	27.00	------	------

5	8.100	.00000	31.00	------	------
6	9.100	.00000	31.00	------	------
7	9.100	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 132.400 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 939.300 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 132.400 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 939.300 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.004358	-200.0706	132.4000	-1.8260E-17	174785.	0.0000	0.0000
.0950	.004350	-187.4853	132.2084	-.0001566	168266.	-4.0332	88.0708
.190	.004328	-174.9230	131.6242	-.0003030	161760.	-8.2659	181.4195
.285	.004293	-162.4227	130.6342	-.0004393	155285.	-12.5759	278.2983
.380	.004245	-150.0241	129.2310	-.0005655	148863.	-16.9670	379.7132
.475	.004185	-137.7679	127.4124	-.0006817	142515.	-21.3192	483.8936
.570	.004115	-125.6941	125.1882	-.0007882	136262.	-25.5054	588.7656
.665	.004036	-113.8414	122.5747	-.0008849	130123.	-29.5163	694.8072
.760	.003947	-102.2470	119.5921	-.0009722	124117.	-33.2748	800.8306
.855	.003851	-90.9454	116.2712	-.0010503	118264.	-36.6385	903.8343
.950	.003748	-79.9680	112.6446	-.0011193	112578.	-39.7105	1006.6099
1.045	.003638	-69.3432	108.7340	-.0011796	107075.	-42.6191	1112.8255
1.140	.003524	-59.0980	104.5705	-.0012315	101769.	-45.0318	1214.1071
1.235	.003404	-49.2550	100.1997	-.0012753	96670.4877	-46.9851	1311.1491
1.330	.003281	-39.8325	95.6469	-.0013113	91790.1330	-48.8649	1414.7406
1.425	.003155	-30.8481	90.9412	-.0013398	87136.7079	-50.2022	1511.5459
1.520	.003027	-22.3145	86.1364	-.0013613	82716.7988	-50.9511	1599.2101
1.615	.002897	-14.2392	81.2742	-.0013761	78534.2251	-51.4102	1686.1409
1.710	.002765	-6.6268	76.3980	-.0013845	74591.4341	-51.2469	1760.5771
1.805	.002633	.5234994	71.5688	-.0013870	71430.2349	-50.4210	1818.8861
1.900	.002502	7.2188	66.8003	-.0013839	74898.0120	-49.9677	1897.4573
1.995	.002371	13.4625	62.0860	-.0013755	78131.9478	-49.2822	1974.9965
2.090	.002240	19.2606	57.4624	-.0013623	81135.0133	-48.0566	2037.7628
2.185	.002112	24.6235	52.9808	-.0013446	83912.7211	-46.2922	2082.5574
2.280	.001985	29.5669	48.6918	-.0013227	86473.1188	-44.0025	2105.9967
2.375	.001860	34.1110	44.6440	-.0012969	88826.7246	-41.2152	2104.6222
2.470	.001739	38.2807	40.8212	-.0012677	90986.3981	-39.2651	2145.6316
2.565	.001620	42.0933	37.0867	-.0012352	92961.0989	-39.3549	2308.5007
2.660	.001504	45.5476	33.3537	-.0011998	94750.2654	-39.2350	2478.5900
2.755	.001392	48.6446	29.6421	-.0011618	96354.3286	-38.9046	2655.9370
2.850	.001283	51.3870	25.9718	-.0011214	97774.7174	-38.3646	2840.5484
2.945	.001179	53.7794	22.3626	-.0010789	99013.8539	-37.6182	3032.3972
3.040	.001078	55.8284	18.8338	-.0010346	100075.	-36.6711	3231.4194
3.135	.000982	57.5424	15.3577	-.0009888	100963.	-36.5101	3532.2383
3.230	.000890	58.9228	11.9017	-.0009417	101678.	-36.2477	3868.1925
3.325	.000803	59.9718	8.4781	-.0008937	102221.	-35.8286	4238.6719
3.420	.000720	60.6932	5.1018	-.0008450	102595.	-35.2514	4648.5601
3.515	.000642	61.0920	1.7138	-.0007958	102801.	-36.0747	5334.2455
3.610	.000569	61.1608	-1.6718	-.0007464	102837.	-35.2024	5875.1299
3.705	.000501	60.9075	-4.9660	-.0006971	102706.	-34.1491	6479.7973
3.800	.000437	60.3417	-8.1517	-.0006481	102413.	-32.9173	7159.6158
3.895	.000378	59.4744	-11.2120	-.0005997	101964.	-31.5095	7929.0742
3.990	.000323	58.3184	-14.1303	-.0005521	101365.	-29.9287	8807.0385
4.085	.000273	56.8881	-16.8903	-.0005056	100624.	-28.1771	9818.7172
4.180	.000227	55.1995	-19.4759	-.0004603	99749.3985	-26.2561	10998.8795
4.275	.000185	53.2699	-21.8709	-.0004165	98749.9676	-24.1649	12397.4217
4.370	.000148	51.1183	-24.0589	-.0003743	97635.5894	-21.8990	14089.6772
4.465	.000114	48.7655	-26.0228	-.0003339	96416.9364	-19.4469	16197.2698
4.560	8.42E-05	46.2336	-27.7438	-.0002956	95105.5587	-16.7845	18935.5680
4.655	5.79E-05	43.5469	-29.1844	-.0002593	93713.9964	-13.5427	22218.5271

4.750	3.49E-05	40.7348	-30.2242	-.0002252	92257.5032	-8.3482	22695.6518
4.845	1.51E-05	37.8445	-30.7958	-.0001935	90760.4656	-3.6857	23172.7764
4.940	-1.82E-06	34.9182	-30.9494	-.0001641	89244.7862	.4528745	23649.9011
5.035	-1.61E-05	31.9934	-30.7340	-.0001371	87729.9199	4.0808	24127.0258
5.130	-2.79E-05	29.1032	-30.1974	-.0001124	86232.9343	7.2159	24604.1505
5.225	-3.74E-05	26.2759	-29.3854	-9.0011E-05	84768.5923	9.8796	25081.2751
5.320	-4.50E-05	23.5360	-28.3415	-6.9888E-05	83349.4510	12.0968	25558.3998
5.415	-5.07E-05	20.9035	-27.1069	-5.1935E-05	81985.9768	13.8947	26035.5245
5.510	-5.48E-05	18.3950	-25.7201	-3.6059E-05	80686.6720	15.3023	26512.6492
5.605	-5.76E-05	16.0232	-24.2165	-2.2155E-05	79458.2103	16.3504	26989.7738
5.700	-5.90E-05	13.7978	-22.6291	-1.0108E-05	78305.5795	17.0702	27466.8985
5.795	-5.95E-05	11.7254	-20.9873	2.0277E-07	77232.2272	17.4934	27944.0232
5.890	-5.90E-05	9.8101	-19.3179	8.9027E-06	76240.2091	17.6517	28421.1479
5.985	-5.78E-05	8.0534	-17.6446	1.6119E-05	75330.3368	17.5762	28898.2725
6.080	-5.59E-05	6.4548	-15.9881	2.1980E-05	74502.3230	17.2973	29375.3972
6.175	-5.36E-05	5.0118	-14.3664	2.6613E-05	73754.9237	16.8443	29852.5219
6.270	-5.09E-05	3.7204	-12.7946	3.0140E-05	73086.0752	16.2449	30329.6466
6.365	-4.79E-05	2.5754	-11.2855	3.2684E-05	72493.0239	15.5257	30806.7712
6.460	-4.47E-05	1.5704	-9.8493	3.4358E-05	71972.4504	14.7111	31283.8959
6.555	-4.13E-05	.6979382	-8.4939	3.5275E-05	71520.5847	13.8241	31761.0206
6.650	-3.80E-05	-.0497699	-7.2252	3.5537E-05	71184.8690	12.8854	32238.1453
6.745	-3.46E-05	-.6811833	-6.0472	3.5241E-05	71511.9066	11.9142	32715.2699
6.840	-3.13E-05	-1.2050	-4.9622	3.4479E-05	71783.2263	10.9274	33192.3946
6.935	-2.80E-05	-1.6302	-3.9710	3.3334E-05	72003.4215	9.9399	33669.5193
7.030	-2.49E-05	-1.9655	-3.0730	3.1881E-05	72177.0922	8.9650	34146.6440
7.125	-2.20E-05	-2.2197	-2.2665	3.0191E-05	72308.7829	8.0139	34623.7686
7.220	-1.92E-05	-2.4015	-1.5488	2.8324E-05	72402.9299	7.0961	35100.8933
7.315	-1.66E-05	-2.5190	-.9163052	2.6336E-05	72463.8169	6.2194	35578.0180
7.410	-1.42E-05	-2.5803	-.3648635	2.4276E-05	72495.5376	5.3899	36055.1427
7.505	-1.20E-05	-2.5927	.1102502	2.2186E-05	72501.9669	4.6125	36532.2673
7.600	-9.99E-06	-2.5633	.5141354	2.0103E-05	72486.7387	3.8904	37009.3920
7.695	-8.17E-06	-2.4986	.8521512	1.8058E-05	72453.2294	3.2257	37486.5167
7.790	-6.56E-06	-2.4046	1.1298	1.6078E-05	72404.5481	2.6196	37963.6414
7.885	-5.12E-06	-2.2868	1.3526	1.4182E-05	72343.5320	2.0718	38440.7660
7.980	-3.86E-06	-2.1501	1.5262	1.2390E-05	72272.7461	1.5815	38917.8907
8.075	-2.77E-06	-1.9990	1.6558	1.0714E-05	72194.4872	1.1470	39395.0154
8.170	-1.82E-06	-1.8375	1.7973	9.1639E-06	72110.7920	1.8334	95442.6759
8.265	-1.02E-06	-1.6592	1.9340	7.7513E-06	72018.4579	1.0430	96681.6369
8.360	-3.52E-07	-1.4714	2.0008	6.4866E-06	71921.1865	.3629862	97920.5979
8.455	2.08E-07	-1.2802	2.0077	5.3750E-06	71822.1633	-.2166893	99159.5589
8.550	6.69E-07	-1.0909	1.9638	4.4172E-06	71724.1053	-.7071181	100399.
8.645	1.05E-06	-.9078585	1.8770	3.6097E-06	71629.3119	-1.1200	101637.
8.740	1.35E-06	-.7348829	1.7541	2.9461E-06	71539.7200	-1.4673	102876.
8.835	1.61E-06	-.5750964	1.6008	2.4169E-06	71456.9594	-1.7608	104115.
8.930	1.81E-06	-.4311595	1.4216	2.0104E-06	71382.4079	-2.0119	105354.
9.025	1.99E-06	-.3053487	1.2201	1.7128E-06	71317.2448	-2.2313	106593.
9.120	2.14E-06	-.1996530	1.0048	1.5088E-06	71262.5002	-2.3004	102140.
9.215	2.28E-06	-.1147039	.7779352	1.3818E-06	71218.5013	-2.4759	103379.
9.310	2.40E-06	-.0520919	.5346753	1.3144E-06	71186.0717	-2.6453	104618.
9.405	2.53E-06	-.0133502	.2753779	1.2880E-06	71166.0056	-2.8136	105857.
9.500	2.65E-06	0.0000	0.0000	1.2826E-06	71159.0909	-2.9839	53547.9292

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00435815 m
Computed slope at pile head = -1.826025E-17
Maximum bending moment = -200.07055 kN- m
Maximum shear force = 132.40000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 2

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 132.400	S= 0.000	939.3000	.0043582	-200.0706	132.4000

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제3교 A1_상시.lpd
Name of output file: 파전제3교 A1_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제3교 A1_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제3교 A1_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:19:02

Problem Title

파전제3교 A1_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 11.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	11.5000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.800 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 22092.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 22092.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.800 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.700 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.700 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 3.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	4.20	19.00000
3	4.20	18.00000
4	7.80	8.00000
5	7.80	9.50000
6	9.70	9.50000
7	9.70	16.00000
8	15.00	16.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	4.200	.00000	25.00	------	------	
3	4.200	.00000	27.00	------	------	
4	7.800	.00000	27.00	------	------	

5	7.800	.00000	29.00	------	------
6	9.700	.00000	29.00	------	------
7	9.700	.00000	39.00	------	------
8	15.000	.00000	39.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 105.009 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 827.749 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 105.009 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 827.749 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.003025	-149.9424	105.0090	-2.2627E-17	140370.	0.0000	0.0000
.115	.003017	-137.8594	104.7528	-.0001407	134112.	-4.4554	169.8531
.230	.002993	-125.8224	103.9730	-.0002697	127877.	-9.1070	349.9584
.345	.002955	-113.8942	102.6549	-.0003869	121699.	-13.8168	537.7897
.460	.002904	-102.1381	100.7936	-.0004926	115610.	-18.5527	734.7844
.575	.002841	-90.6179	98.4005	-.0005868	109643.	-23.0670	933.6353
.690	.002769	-79.3943	95.5026	-.0006700	103830.	-27.3305	1135.2024
.805	.002687	-68.5248	92.1381	-.0007423	98200.3330	-31.1823	1334.4762
.920	.002598	-58.0612	88.3635	-.0008042	92780.7902	-34.4632	1525.5358
1.035	.002502	-48.0480	84.2209	-.0008561	87594.5143	-37.5827	1727.2832
1.150	.002401	-38.5274	79.7581	-.0008984	82663.3564	-40.0307	1917.3015
1.265	.002296	-29.5326	75.0421	-.0009317	78004.5439	-41.9870	2103.4087
1.380	.002187	-21.0904	70.1199	-.0009565	73631.9106	-43.6159	2293.7337
1.495	.002076	-13.2229	65.0541	-.0009733	69557.0213	-44.4862	2464.8252
1.610	.001963	-5.9426	59.9257	-.0009826	65786.2174	-44.7022	2618.9575
1.725	.001850	.7470449	54.8186	-.0009852	63095.1859	-44.1178	2743.1020
1.840	.001736	6.8532	49.8207	-.0009815	66257.8390	-42.8014	2834.8403
1.955	.001624	12.3927	44.9498	-.0009720	69126.9791	-41.9110	2968.1462
2.070	.001513	17.3767	40.2211	-.0009575	71708.4386	-40.3263	3065.6401
2.185	.001404	21.8258	35.7135	-.0009383	74012.8323	-38.0664	3118.8464
2.300	.001297	25.7695	31.5021	-.0009150	76055.4251	-35.1760	3119.0913
2.415	.001193	29.2455	27.6551	-.0008881	77855.8257	-31.7285	3058.1113
2.530	.001093	32.2992	24.0468	-.0008580	79437.4810	-31.0244	3265.2529
2.645	.000996	34.9396	20.4935	-.0008252	80805.0671	-30.7720	3553.7009
2.760	.000903	37.1698	16.9834	-.0007899	81960.1856	-30.2735	3855.9695
2.875	.000814	38.9962	13.5444	-.0007526	82906.1437	-29.5344	4171.9066
2.990	.000730	40.4283	10.2038	-.0007138	83647.9160	-28.5640	4501.2629
3.105	.000650	41.4789	6.9551	-.0006737	84192.0803	-27.9346	4942.6499
3.220	.000575	42.1563	3.7600	-.0006328	84542.8974	-27.6318	5528.2669
3.335	.000504	42.4642	.6101789	-.0005915	84702.4085	-27.1485	6189.7447
3.450	.000439	42.4092	-2.4335	-.0005500	84673.9096	-25.7850	6758.2395
3.565	.000378	42.0092	-5.2357	-.0005087	84466.7428	-22.9487	6983.5142
3.680	.000322	41.3019	-7.7150	-.0004679	84100.3560	-20.1701	7208.7888
3.795	.000270	40.3239	-9.8794	-.0004280	83593.8159	-17.4719	7434.0635
3.910	.000223	39.1111	-11.7393	-.0003892	82965.6520	-14.8740	7659.3381
4.025	.000181	37.6979	-13.3072	-.0003516	82233.7178	-12.3938	7884.6128
4.140	.000142	36.1174	-14.5975	-.0003155	81415.0702	-10.0459	8109.8874
4.255	.000108	34.4006	-15.7239	-.0002810	80525.8685	-9.5435	10143.2545
4.370	7.78E-05	32.5544	-16.6787	-.0002483	79569.6367	-7.0613	10435.4212
4.485	5.11E-05	30.6117	-17.3587	-.0002174	78563.4667	-4.7662	10727.5879
4.600	2.78E-05	28.6032	-17.7861	-.0001884	77523.1726	-2.6654	11019.7546
4.715	7.75E-06	26.5568	-17.9832	-.0001615	76463.2420	-.7626555	11311.9213
4.830	-9.32E-06	24.4979	-17.9729	-.0001365	75396.8067	.9405785	11604.0880
4.945	-2.36E-05	22.4490	-17.7782	-.0001135	74335.6329	2.4455	11896.2547
5.060	-3.54E-05	20.4305	-17.4217	-9.2568E-05	73290.1280	3.7556	12188.4214
5.175	-4.49E-05	18.4597	-16.9253	-7.3550E-05	72269.3634	4.8763	12480.5881
5.290	-5.24E-05	16.5517	-16.3106	-5.6428E-05	71281.1102	5.8146	12772.7548
5.405	-5.79E-05	14.7190	-15.5980	-4.1136E-05	70331.8876	6.5790	13064.9215
5.520	-6.18E-05	12.9720	-14.8069	-2.7595E-05	69427.0205	7.1795	13357.0882
5.635	-6.43E-05	11.3187	-13.9555	-1.5716E-05	68570.7061	7.6266	13649.2549

5.750	-6.54E-05	9.7652	-13.0609	-5.4051E-06	67766.0867	7.9318	13941.4216
5.865	-6.55E-05	8.3157	-12.1387	3.4369E-06	67015.3276	8.1070	14233.5883
5.980	-6.46E-05	6.9726	-11.2031	1.0913E-05	66319.6987	8.1644	14525.7550
6.095	-6.30E-05	5.7369	-10.2669	1.7129E-05	65679.6581	8.1163	14817.9217
6.210	-6.07E-05	4.6080	-9.3417	2.2188E-05	65094.9364	7.9752	15110.0884
6.325	-5.79E-05	3.5841	-8.4373	2.6194E-05	64564.6209	7.7529	15402.2551
6.440	-5.47E-05	2.6624	-7.5625	2.9248E-05	64087.2388	7.4614	15694.4218
6.555	-5.12E-05	1.8392	-6.7245	3.1450E-05	63660.8376	7.1119	15986.5885
6.670	-4.74E-05	1.1098	-5.9295	3.2892E-05	63283.0628	6.7153	16278.7552
6.785	-4.36E-05	.4691140	-5.1821	3.3664E-05	62951.2329	6.2817	16570.9219
6.900	-3.97E-05	-.0885197	-4.4862	3.3850E-05	62754.1059	5.8209	16863.0886
7.015	-3.58E-05	-.5691631	-3.8444	3.3529E-05	63003.0529	5.3418	17155.2553
7.130	-3.20E-05	-.9791079	-3.2582	3.2771E-05	63215.3818	4.8527	17447.4220
7.245	-2.83E-05	-1.3248	-2.7284	3.1645E-05	63394.4236	4.3611	17739.5887
7.360	-2.47E-05	-1.6127	-2.2549	3.0208E-05	63543.5288	3.8740	18031.7554
7.475	-2.13E-05	-1.8492	-1.8368	2.8515E-05	63666.0202	3.3977	18323.9221
7.590	-1.81E-05	-2.0405	-1.4725	2.6613E-05	63765.1492	2.9378	18616.0888
7.705	-1.52E-05	-2.1929	-1.1598	2.4543E-05	63844.0561	2.4996	18908.2555
7.820	-1.25E-05	-2.3120	-.6778443	2.2340E-05	63905.7355	5.8826	54105.1130
7.935	-1.01E-05	-2.3531	-.0630681	2.0059E-05	63927.0088	4.8092	54952.0949
8.050	-7.89E-06	-2.3303	.4335845	1.7768E-05	63915.2266	3.8283	55799.0768
8.165	-5.98E-06	-2.2567	.8230136	1.5525E-05	63877.1091	2.9444	56646.0587
8.280	-4.32E-06	-2.1440	1.1165	1.3373E-05	63818.7140	2.1593	57493.0406
8.395	-2.90E-06	-2.0025	1.3253	1.1345E-05	63745.4247	1.4721	58340.0225
8.510	-1.71E-06	-1.8413	1.4605	9.4656E-06	63661.9551	.8799385	59187.0044
8.625	-7.25E-07	-1.6683	1.5329	7.7493E-06	63572.3693	.3783303	60033.9863
8.740	7.26E-08	-1.4902	1.5524	6.2047E-06	63480.1116	-.0384451	60880.9682
8.855	7.02E-07	-1.3125	1.5285	4.8341E-06	63388.0454	-.3769955	61727.9501
8.970	1.18E-06	-1.1396	1.4698	3.6349E-06	63298.4982	-.6444963	62574.9320
9.085	1.54E-06	-.9751092	1.3840	2.6008E-06	63213.3107	-.8484099	63421.9139
9.200	1.78E-06	-.8217667	1.2779	1.7221E-06	63133.8877	-.9962429	64268.8958
9.315	1.93E-06	-.6815231	1.1576	9.8691E-07	63061.2492	-1.0953	65115.8777
9.430	2.01E-06	-.5557018	1.0284	3.8187E-07	62996.0807	-1.1527	65962.8596
9.545	2.02E-06	-.4450732	.8945242	-1.0753E-07	62938.7811	-1.1749	66809.8415
9.660	1.98E-06	-.3499407	.7598242	-4.9632E-07	62889.5077	-1.1678	67656.8234
9.775	1.91E-06	-.2702192	.6430074	-7.9959E-07	62848.2163	-.8638441	52062.4087
9.890	1.80E-06	-.2018968	.5456919	-1.0305E-06	62812.8291	-.8285999	52909.3906
10.005	1.67E-06	-.1445138	.4531306	-1.1999E-06	62783.1078	-.7811622	53756.3725
10.120	1.53E-06	-.0974483	.3665783	-1.3182E-06	62758.7305	-.7240939	54603.3544
10.235	1.37E-06	-.0599499	.2870166	-1.3952E-06	62739.3083	-.6595883	55450.3363
10.350	1.20E-06	-.0311689	.2151959	-1.4397E-06	62724.4013	-.5894681	56297.3182
10.465	1.04E-06	-.0101807	.1516779	-1.4600E-06	62713.5306	-.5151928	57144.3001
10.580	8.68E-07	.0039950	.0968765	-1.4630E-06	62710.3268	-.4378753	57991.2820
10.695	7.00E-07	.0123794	.0510960	-1.4550E-06	62714.6694	-.3583062	58838.2639
10.810	5.34E-07	.0160241	.0145668	-1.4411E-06	62716.5572	-.2769849	59685.2458
10.925	3.69E-07	.0160041	-.0125239	-1.4254E-06	62716.5468	-.1941578	60532.2277
11.040	2.06E-07	.0134149	-.0300051	-1.4110E-06	62715.2058	-.1098636	61379.2096
11.155	4.43E-08	.0093716	-.0377014	-1.3999E-06	62713.1115	-.0239845	62226.1915
11.270	-1.16E-07	.0050101	-.0354180	-1.3929E-06	62710.8526	.0636956	63073.1734
11.385	-2.76E-07	.0014906	-.0229335	-1.3897E-06	62709.0296	.1534261	63920.1553
11.500	-4.36E-07	0.0000	0.0000	-1.3890E-06	62708.2576	.2454175	32383.5686

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00302501 m
Computed slope at pile head = -2.262683E-17
Maximum bending moment = -149.94237 kN- m
Maximum shear force = 105.00900 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 12
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 105.009	S= 0.000	827.7490	.0030250	-149.9424	105.0090

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩###도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제3교 A1_지진시.lpd
Name of output file: 파전제3교 A1_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제3교 A1_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제3교 A1_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:21:30

Problem Title

파전제3교 A1_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 11.50 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	11.5000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 4.200 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 4.200 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 7.800 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 47356.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 47356.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 7.800 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 9.700 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 9.700 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 3.50 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	4.20	19.00000
3	4.20	18.00000
4	7.80	8.00000
5	7.80	9.50000
6	9.70	9.50000
7	9.70	16.00000
8	15.00	16.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	4.200	.00000	25.00	------	------	
3	4.200	.00000	27.00	------	------	
4	7.800	.00000	27.00	------	------	

5	7.800	.00000	29.00	------	------
6	9.700	.00000	29.00	------	------
7	9.700	.00000	39.00	------	------
8	15.000	.00000	39.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 199.120 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 1146.880 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 199.120 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 1146.880 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.008368	-331.1684	199.1200	1.5085E-17	258412.	0.0000	0.0000
.115	.008350	-308.2482	198.7838	-.0003127	246541.	-5.8464	80.5246
.230	.008296	-285.3656	197.7532	-.0006030	234689.	-12.0784	167.4272
.345	.008211	-262.6059	195.9950	-.0008710	222900.	-18.4986	259.0904
.460	.008096	-240.0570	193.4955	-.0011168	211221.	-24.9705	354.6993
.575	.007954	-217.8074	190.2636	-.0013407	199697.	-31.2370	451.6308
.690	.007788	-195.9428	186.3266	-.0015430	188372.	-37.2329	549.8259
.805	.007599	-174.5453	181.7273	-.0017242	177290.	-42.7537	647.0104
.920	.007391	-153.6907	176.5317	-.0018847	166488.	-47.6052	740.7151
1.035	.007166	-133.4458	170.7831	-.0020251	156002.	-52.3705	840.4913
1.150	.006925	-113.8764	164.5320	-.0021461	145867.	-56.3443	935.6571
1.265	.006672	-95.0374	157.8599	-.0022482	136109.	-59.6915	1028.8590
1.380	.006408	-76.9755	150.8301	-.0023324	126754.	-62.5664	1122.8220
1.495	.006136	-59.7312	143.5253	-.0023992	117822.	-64.4745	1208.4639
1.610	.005856	-43.3318	136.0219	-.0024496	109328.	-66.0181	1296.4048
1.725	.005572	-27.8000	128.3884	-.0024844	101284.	-66.7391	1377.3935
1.840	.005285	-13.1472	120.7224	-.0025044	93694.3606	-66.5825	1448.8569
1.955	.004996	.6267935	113.0236	-.0025106	87209.4932	-67.3104	1549.3491
2.070	.004707	13.5105	105.2941	-.0025036	93882.5434	-67.1157	1639.6038
2.185	.004420	25.5048	97.6431	-.0024846	100095.	-65.9437	1715.6284
2.300	.004136	36.6238	90.1852	-.0024542	105854.	-63.7593	1772.8160
2.415	.003856	46.8948	83.0373	-.0024133	111174.	-60.5525	1805.9904
2.530	.003581	56.3590	76.0640	-.0023628	116076.	-60.7229	1950.1032
2.645	.003312	65.0128	69.0417	-.0023035	120558.	-61.4034	2131.8408
2.760	.003051	72.8462	61.9660	-.0022361	124615.	-61.6525	2323.7652
2.875	.002798	79.8548	54.8871	-.0021614	128245.	-61.4587	2525.9583
2.990	.002554	86.0404	47.8563	-.0020803	131449.	-60.8164	2738.4272
3.105	.002320	91.4105	40.8780	-.0019935	134230.	-60.5444	3001.6553
3.220	.002095	95.9681	33.9083	-.0019019	136591.	-60.6673	3329.4305
3.335	.001882	99.7111	26.9437	-.0018062	138530.	-60.4567	3693.9068
3.450	.001680	102.6416	20.0228	-.0017072	140048.	-59.9061	4100.5700
3.565	.001490	104.7667	13.1851	-.0016058	141148.	-59.0111	4556.0685
3.680	.001311	106.0978	6.4702	-.0015027	141838.	-57.7696	5068.5516
3.795	.001144	106.6512	-.0819625	-.0013986	142124.	-56.1814	5648.1420
3.910	.000989	106.4479	-6.4317	-.0012944	142019.	-54.2481	6307.6091
4.025	.000846	105.5134	-12.5393	-.0011908	141535.	-51.9727	7063.3603
4.140	.000715	103.8779	-18.3659	-.0010884	140688.	-49.3592	7936.9478
4.255	.000596	101.5763	-24.0145	-.0009879	139496.	-48.8773	9433.3041
4.370	.000488	98.6152	-29.4405	-.0008900	137962.	-45.4878	10720.3001
4.485	.000391	95.0397	-34.4549	-.0007953	136110.	-41.7186	12265.1433
4.600	.000305	90.9003	-39.0139	-.0007043	133966.	-37.5681	14162.8122
4.715	.000229	86.2523	-43.0728	-.0006177	131559.	-33.0213	16571.2008
4.830	.000163	81.1565	-46.5835	-.0005358	128919.	-28.0348	19782.3931
4.945	.000106	75.6795	-49.4894	-.0004592	126083.	-22.5024	24432.6855
5.060	5.74E-05	69.8951	-51.5327	-.0003880	123087.	-13.0335	26126.8732
5.175	1.67E-05	63.9293	-52.5053	-.0003225	119997.	-3.8812	26753.1563
5.290	-1.68E-05	57.9039	-52.4983	-.0002629	116876.	4.0023	27379.4394
5.405	-4.38E-05	51.9240	-51.6550	-.0002092	113779.	10.6646	28005.7225
5.520	-6.49E-05	46.0785	-50.1122	-.0001613	110751.	16.1667	28632.0056
5.635	-8.09E-05	40.4408	-47.9992	-.0001190	107831.	20.5804	29258.2887

5.750	-9.23E-05	35.0701	-45.4366	-8.2065E-05	105049.	23.9860	29884.5718
5.865	-9.98E-05	30.0120	-42.5355	-5.0238E-05	102429.	26.4692	30510.8549
5.980	-.000104	25.3002	-39.3966	-2.3188E-05	99988.9433	28.1198	31137.1380
6.095	-.000105	20.9569	-36.1105	-5.6744E-07	97739.3827	29.0290	31763.4211
6.210	-.000104	16.9949	-32.7573	1.7992E-05	95687.2652	29.2878	32389.7042
6.325	-.000101	13.4180	-29.4066	3.2865E-05	93834.6282	28.9856	33015.9873
6.440	-9.64E-05	10.2227	-26.1179	4.4426E-05	92179.6413	28.2091	33642.2704
6.555	-9.07E-05	7.3991	-22.9411	5.3043E-05	90717.1985	27.0405	34268.5535
6.670	-8.42E-05	4.9323	-19.9167	5.9074E-05	89439.4839	25.5575	34894.8366
6.785	-7.72E-05	2.8027	-17.0768	6.2856E-05	88336.5040	23.8321	35521.1197
6.900	-6.98E-05	.9880082	-14.4454	6.4710E-05	87396.5826	21.9307	36147.4028
7.015	-6.23E-05	-.5367981	-12.0394	6.4931E-05	87162.8805	19.9132	36773.6859
7.130	-5.48E-05	-1.7982	-9.8690	6.3789E-05	87816.2086	17.8338	37399.9690
7.245	-4.76E-05	-2.8235	-7.9384	6.1529E-05	88347.2583	15.7402	38026.2521
7.360	-4.07E-05	-3.6403	-6.2471	5.8368E-05	88770.3018	13.6746	38652.5352
7.475	-3.42E-05	-4.2757	-4.7896	5.4497E-05	89099.4337	11.6734	39278.8183
7.590	-2.82E-05	-4.7562	-3.5567	5.0080E-05	89348.3190	9.7683	39905.1014
7.705	-2.27E-05	-5.1070	-2.5358	4.5256E-05	89529.9754	7.9861	40531.3845
7.820	-1.77E-05	-5.3514	-1.0478	4.0142E-05	89656.5875	17.8923	115977.
7.935	-1.34E-05	-5.3585	.7717505	3.4905E-05	89660.2828	13.7522	117792.
8.050	-9.71E-06	-5.1831	2.1434	2.9749E-05	89569.4197	10.1028	119608.
8.165	-6.58E-06	-4.8734	3.1240	2.4831E-05	89409.0079	6.9516	121423.
8.280	-4.00E-06	-4.4711	3.7704	2.0262E-05	89200.6531	4.2891	123239.
8.395	-1.92E-06	-4.0116	4.1373	1.6113E-05	88962.6199	2.0919	125054.
8.510	-2.96E-07	-3.5238	4.2764	1.2428E-05	88709.9896	.3268530	126870.
8.625	9.35E-07	-3.0313	4.2350	9.2228E-06	88454.8850	-1.0461	128685.
8.740	1.82E-06	-2.5522	4.0558	6.4923E-06	88206.7432	-2.0710	130501.
8.855	2.43E-06	-2.1002	3.7761	4.2172E-06	87972.6166	-2.7937	132316.
8.970	2.79E-06	-1.6848	3.4280	2.3662E-06	87757.4857	-3.2599	134132.
9.085	2.97E-06	-1.3123	3.0385	9.0051E-07	87564.5719	-3.5137	135948.
9.200	3.00E-06	-.9861853	2.6297	-2.2354E-07	87395.6385	-3.5962	137763.
9.315	2.92E-06	-.7074577	2.2191	-1.0518E-06	87251.2728	-3.5451	139579.
9.430	2.76E-06	-.4755232	1.8201	-1.6303E-06	87131.1434	-3.3936	141394.
9.545	2.55E-06	-.2884077	1.4427	-2.0039E-06	87034.2279	-3.1704	143210.
9.660	2.30E-06	-.1431836	1.0936	-2.2149E-06	86959.0098	-2.8995	145025.
9.775	2.04E-06	-.0362874	.8132800	-2.3027E-06	86903.6433	-1.9762	111598.
9.890	1.77E-06	.0444782	.5992992	-2.2987E-06	86907.8858	-1.7452	113413.
10.005	1.51E-06	.1021578	.4120820	-2.2270E-06	86937.7606	-1.5108	115229.
10.120	1.26E-06	.1398445	.2516275	-2.1086E-06	86957.2803	-1.2798	117045.
10.235	1.02E-06	.1605884	.1172584	-1.9617E-06	86968.0245	-1.0571	118860.
10.350	8.06E-07	.1673314	.0078307	-1.8014E-06	86971.5170	-.8459912	120676.
10.465	6.08E-07	.1628646	-.0780790	-1.6399E-06	86969.2034	-.6480918	122491.
10.580	4.29E-07	.1498058	-.1420099	-1.4870E-06	86962.4397	-.4637495	124307.
10.695	2.66E-07	.1305946	-.1854782	-1.3499E-06	86952.4893	-.2922212	126122.
10.810	1.19E-07	.1075019	-.2098652	-1.2334E-06	86940.5286	-.1319008	127938.
10.925	-1.72E-08	.0826509	-.2163314	-1.1404E-06	86927.6571	.0194463	129753.
11.040	-1.44E-07	.0580465	-.2057576	-1.0716E-06	86914.9134	.1644456	131569.
11.155	-2.64E-07	.0356093	-.1787146	-1.0258E-06	86903.2922	.3058665	133384.
11.270	-3.80E-07	.0172127	-.1354612	-9.9999E-07	86893.7637	.4463667	135200.
11.385	-4.94E-07	.0047170	-.0759724	-9.8927E-07	86887.2917	.5882219	137016.
11.500	-6.07E-07	0.0000	0.0000	-9.8696E-07	86884.8485	.7330371	69415.5375

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00836813 m
Computed slope at pile head = 1.508455E-17
Maximum bending moment = -331.16839 kN- m
Maximum shear force = 199.12000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 199.120	S= 0.000	1146.8800	.0083681	-331.1684	199.1200

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구##₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제3교 A2_상시.lpd
Name of output file: 파전제3교 A2_상시.lpo
Name of plot output file: 파전제3교 A2_상시.lpp
Name of runtime file: 파전제3교 A2_상시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:29:44

Problem Title

파전제3교 A2_상시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 12.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	12.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 5.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 17034.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 17034.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.000 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 10.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 44621.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 44621.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 12.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 12.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 64044.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 64044.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 3.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	5.00	19.00000
3	5.00	18.00000
4	10.30	8.00000
5	10.30	10.00000
6	12.30	10.00000
7	12.30	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	5.000	.00000	25.00	------	------	
3	5.000	.00000	27.00	------	------	
4	10.300	.00000	27.00	------	------	

5	10.300	.00000	31.00	------	------
6	12.300	.00000	31.00	------	------
7	12.300	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 103.292 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 811.329 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 103.292 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 811.329 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.002938	-146.6240	103.2920	1.6263E-17	137407.	0.0000	0.0000
.120	.002929	-134.2216	103.0149	-.0001433	130984.	-4.6190	189.2233
.240	.002904	-121.8725	102.1715	-.0002740	124588.	-9.4370	389.9866
.360	.002863	-109.6471	100.7461	-.0003921	118256.	-14.3205	600.1354
.480	.002810	-97.6171	98.7352	-.0004979	112025.	-19.1936	819.7495
.600	.002744	-85.8537	96.1560	-.0005915	105932.	-23.7937	1040.5559
.720	.002668	-74.4245	93.0404	-.0006733	100012.	-28.1331	1265.4915
.840	.002582	-63.3929	89.4354	-.0007436	94298.3828	-31.9489	1484.6384
.960	.002489	-52.8152	85.4014	-.0008029	88819.6765	-35.2854	1701.0208
1.080	.002390	-42.7402	80.9889	-.0008517	83601.4252	-38.2558	1921.0707
1.200	.002285	-33.2120	76.2663	-.0008905	78666.3016	-40.4540	2124.6538
1.320	.002176	-24.2629	71.2939	-.0009198	74031.1911	-42.4204	2339.4192
1.440	.002064	-15.9223	66.1262	-.0009403	69711.2204	-43.7077	2541.0458
1.560	.001950	-8.2096	60.8515	-.0009526	65716.4205	-44.2042	2719.8817
1.680	.001835	-1.1325	55.5628	-.0009574	62050.8915	-43.9406	2872.7877
1.800	.001721	5.3119	50.3624	-.0009552	64215.6049	-42.7327	2980.4791
1.920	.001606	11.1405	45.2961	-.0009468	67234.4738	-41.7049	3115.7972
2.040	.001493	16.3674	40.3796	-.0009328	69941.7172	-40.2366	3233.4640
2.160	.001382	21.0132	35.6833	-.0009137	72348.0169	-38.0359	3301.9143
2.280	.001274	25.1093	31.2922	-.0008902	74469.5476	-35.1480	3310.7461
2.400	.001169	28.6967	27.2843	-.0008627	76327.6378	-31.6513	3249.9652
2.520	.001067	31.8255	23.5562	-.0008319	77948.1830	-30.4839	3428.6762
2.640	.000969	34.5122	19.9129	-.0007980	79339.7292	-30.2378	3744.5143
2.760	.000875	36.7600	16.3147	-.0007616	80503.9731	-29.7315	4075.6981
2.880	.000786	38.5760	12.7925	-.0007232	81444.5750	-28.9720	4421.8825
3.000	.000702	39.9710	9.3760	-.0006831	82167.1068	-27.9705	4782.5522
3.120	.000622	40.9592	6.0516	-.0006418	82678.9660	-27.4362	5290.7063
3.240	.000548	41.5483	2.7777	-.0005997	82984.0872	-27.1283	5942.9099
3.360	.000478	41.7427	-.4481742	-.0005572	83084.7364	-26.6363	6681.9615
3.480	.000414	41.5493	-3.5190	-.0005147	82984.5729	-24.5440	7113.3984
3.600	.000355	40.9983	-6.2972	-.0004726	82699.2118	-21.7588	7358.6880
3.720	.000301	40.1300	-8.7457	-.0004312	82249.4548	-19.0496	7603.9776
3.840	.000251	38.9833	-10.8751	-.0003908	81655.5524	-16.4404	7849.2672
3.960	.000207	37.5961	-12.6986	-.0003517	80937.0245	-13.9517	8094.5568
4.080	.000167	36.0042	-14.2318	-.0003142	80112.5041	-11.6011	8339.8464
4.200	.000131	34.2416	-15.4920	-.0002783	79199.6053	-9.4027	8585.1360
4.320	.000100	32.3403	-16.4982	-.0002444	78214.8148	-7.3679	8830.4256
4.440	7.28E-05	30.3296	-17.2706	-.0002124	77173.4072	-5.5046	9075.7152
4.560	4.92E-05	28.2367	-17.8299	-.0001825	76089.3832	-3.8181	9321.0048
4.680	2.90E-05	26.0860	-18.1977	-.0001548	74975.4293	-2.3106	9566.2944
4.800	1.20E-05	23.8994	-18.3952	-.0001293	73842.8994	-.9819146	9811.5840
4.920	-2.04E-06	21.6963	-18.4439	-.0001060	72701.8160	.1708788	10056.8736
5.040	-1.34E-05	19.4935	-18.2633	-8.4978E-05	71560.8905	2.8381	25358.6951
5.160	-2.24E-05	17.3297	-17.8014	-6.6188E-05	70440.1292	4.8609	26001.2375
5.280	-2.93E-05	15.2341	-17.1192	-4.9571E-05	69354.7304	6.5089	26643.7799
5.400	-3.43E-05	13.2307	-16.2603	-3.5045E-05	68317.0933	7.8063	27286.3223
5.520	-3.77E-05	11.3384	-15.2651	-2.2508E-05	67336.9979	8.7803	27928.8647
5.640	-3.97E-05	9.5715	-14.1707	-1.1838E-05	66421.8065	9.4601	28571.4071
5.760	-4.06E-05	7.9398	-13.0105	-2.9020E-06	65576.6799	9.8760	29213.9495
5.880	-4.04E-05	6.4495	-11.8144	4.4407E-06	64804.8041	10.0589	29856.4919

6.000	-3.95E-05	5.1034	-10.6085	1.0336E-05	64107.6198	10.0396	30499.0343
6.120	-3.79E-05	3.9014	-9.4152	1.4931E-05	63485.0521	9.8481	31141.5767
6.240	-3.59E-05	2.8409	-8.2536	1.8372E-05	62935.7347	9.5134	31784.1191
6.360	-3.35E-05	1.9170	-7.1390	2.0800E-05	62457.2263	9.0630	32426.6615
6.480	-3.09E-05	1.1235	-6.0838	2.2351E-05	62046.2150	8.5224	33069.2039
6.600	-2.82E-05	.4525411	-5.0976	2.3155E-05	61698.7097	7.9152	33711.7463
6.720	-2.54E-05	-.1044557	-4.1869	2.3333E-05	61518.4205	7.2626	34354.2887
6.840	-2.26E-05	-.5568602	-3.3561	2.2996E-05	61752.7412	6.5838	34996.8311
6.960	-1.98E-05	-.9144031	-2.6074	2.2245E-05	61937.9289	5.8952	35639.3735
7.080	-1.72E-05	-1.1870	-1.9410	2.1172E-05	62079.1005	5.2113	36281.9159
7.200	-1.48E-05	-1.3844	-1.3557	1.9860E-05	62181.3427	4.5442	36924.4583
7.320	-1.25E-05	-1.5162	-.8487785	1.8380E-05	62249.6209	3.9037	37567.0007
7.440	-1.04E-05	-1.5916	-.4166872	1.6794E-05	62288.7054	3.2978	38209.5431
7.560	-8.44E-06	-1.6195	-.0548830	1.5156E-05	62303.1118	2.7323	38852.0855
7.680	-6.72E-06	-1.6078	.2417477	1.3509E-05	62297.0562	2.2115	39494.6279
7.800	-5.20E-06	-1.5641	.4787357	1.1890E-05	62274.4233	1.7383	40137.1703
7.920	-3.87E-06	-1.4952	.6618553	1.0329E-05	62238.7453	1.3137	40779.7127
8.040	-2.72E-06	-1.4072	.7969709	8.8481E-06	62193.1919	.9381864	41422.2551
8.160	-1.74E-06	-1.3056	.8899072	7.4638E-06	62140.5687	.6107517	42064.7975
8.280	-9.27E-07	-1.1951	.9463390	6.1877E-06	62083.3231	.3297772	42707.3399
8.400	-2.57E-07	-1.0797	.9717021	5.0268E-06	62023.5563	.0929419	43349.8823
8.520	2.80E-07	-.9628868	.9711236	3.9845E-06	61963.0408	-.1025841	43992.4247
8.640	6.99E-07	-.8474307	.9493686	3.0607E-06	61903.2409	-.2599989	44634.9671
8.760	1.01E-06	-.7356343	.9108041	2.2529E-06	61845.3365	-.3827435	45277.5095
8.880	1.24E-06	-.6292764	.8593761	1.5564E-06	61790.2489	-.4743900	45920.0519
9.000	1.39E-06	-.5296872	.7985999	9.6498E-07	61738.6671	-.5385454	46562.5943
9.120	1.47E-06	-.4378003	.7315610	4.7128E-07	61691.0748	-.5787697	47205.1367
9.240	1.50E-06	-.3542043	.6609244	6.7125E-08	61647.7766	-.5985078	47847.6791
9.360	1.49E-06	-.2791915	.5889518	-2.5609E-07	61608.9241	-.6010355	48490.2215
9.480	1.44E-06	-.2128060	.5175246	-5.0715E-07	61574.5400	-.5894175	49132.7639
9.600	1.37E-06	-.1548869	.4481709	-6.9478E-07	61544.5411	-.5664767	49775.3063
9.720	1.27E-06	-.1051097	.3820958	-8.2746E-07	61518.7592	-.5347749	50417.8487
9.840	1.17E-06	-.0630228	.3202133	-9.1325E-07	61496.9605	-.4966013	51060.3911
9.960	1.05E-06	-.0280807	.2631790	-9.5974E-07	61478.8624	-.4539698	51702.9335
10.080	9.37E-07	.0003271	.2114234	-9.7391E-07	61464.4876	-.4086233	52345.4759
10.200	8.20E-07	.0228506	.1651835	-9.6208E-07	61476.1535	-.3620427	52988.0183
10.320	7.06E-07	.0401584	.1191737	-9.2993E-07	61485.1181	-.4047864	68816.4026
10.440	5.97E-07	.0516334	.0740792	-8.8308E-07	61491.0614	-.3467885	69738.6362
10.560	4.94E-07	.0581094	.0358217	-8.2708E-07	61494.4157	-.2908367	70660.8698
10.680	3.98E-07	.0603916	.0041185	-7.6661E-07	61495.5977	-.2375500	71583.1034
10.800	3.10E-07	.0592471	-.0213702	-7.0556E-07	61495.0049	-.1872613	72505.3370
10.920	2.29E-07	.0554002	-.0410092	-6.4706E-07	61493.0124	-.1400553	73427.5706
11.040	1.55E-07	.0495309	-.0551609	-5.9351E-07	61489.9725	-.0958075	74349.8042
11.160	8.64E-08	.0422771	-.0641628	-5.4667E-07	61486.2154	-.0542233	75272.0378
11.280	2.34E-08	.0342383	-.0683089	-5.0762E-07	61482.0517	-.0148787	76194.2714
11.400	-3.54E-08	.0259818	-.0678372	-4.7689E-07	61477.7753	.0227398	77116.5050
11.520	-9.10E-08	.0180502	-.0629213	-4.5442E-07	61473.6672	.0591931	78038.7386
11.640	-1.44E-07	.0109692	-.0536669	-4.3961E-07	61469.9996	.0950469	78960.9722
11.760	-1.97E-07	.0052558	-.0401144	-4.3133E-07	61467.0404	.1308276	79883.2058
11.880	-2.48E-07	.0014257	-.0222462	-4.2792E-07	61465.0566	.1669754	80805.4394
12.000	-2.99E-07	0.0000	0.0000	-4.2720E-07	61464.3182	.2037949	40863.8365

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00293819 m
Computed slope at pile head = 1.626303E-17
Maximum bending moment = -146.62396 kN- m
Maximum shear force = 103.29200 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 12
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 103.292	S= 0.000	811.3290	.0029382	-146.6240	103.2920

The analysis ended normally.

==========

LPILE Plus for Windows, Version 5.0 (5.0.39)

Analysis of Individual Piles and Drilled Shafts
Subjected to Lateral Loading Using the p-y Method

(c) 1985-2007 by Ensoft, Inc.
All Rights Reserved

==========

This program is licensed to:

1
1

Path to file locations: D:₩##도담~영천 5공구###₩도담영천기초₩==말뚝기초 수평변위 검토(L-Pile)==
Name of input data file: 파전제3교 A2_지진시.lpd
Name of output file: 파전제3교 A2_지진시.lpo
Name of plot output file: 파전제3교 A2_지진시.lpp
Name of runtime file: 파전제3교 A2_지진시.lpr

Time and Date of Analysis

Date: July 3, 2015 Time: 10:32:33

Problem Title

파전제3교 A2_지진시

Program Options

Units Used in Computations - SI Units: Meters, Kilopascals

Basic Program Options:

Analysis Type 1:
- Computation of Lateral Pile Response Using User-specified Constant EI

Computation Options:
- Only internally-generated p-y curves used in analysis
- Analysis does not use p-y multipliers (individual pile or shaft action only)

- Analysis assumes no shear resistance at pile tip
- Analysis for fixed-length pile or shaft only
- No computation of foundation stiffness matrix elements
- Output pile response for full length of pile
- Analysis assumes no soil movements acting on pile
- No additional p-y curves to be computed at user-specified depths

Solution Control Parameters:
- Number of pile increments = 100
- Maximum number of iterations allowed = 100
- Deflection tolerance for convergence = 2.5400E-07 m
- Maximum allowable deflection = 2.5400E+00 m

Printing Options:
- Values of pile-head deflection, bending moment, shear force, and soil reaction are printed for full length of pile.
- Printing Increment (spacing of output points) = 1

Pile Structural Properties and Geometry

Pile Length = 12.00 m

Depth of ground surface below top of pile = .00 m

Slope angle of ground surface = .00 deg.

Structural properties of pile defined using 2 points

Point	Depth X m	Pile Diameter m	Moment of Inertia m**4	Pile Area Sq. m	Modulus of Elasticity kN/Sq. m
1	0.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08
2	12.0000	.60900000	.0005879	.0132000	2.000000E+08

Soil and Rock Layering Information

The soil profile is modelled using 4 layers

Layer 1 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = .000 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 5.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 36513.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 36513.000 kN/ m**3

Layer 2 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 5.000 m

Distance from top of pile to bottom of layer = 10.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 95648.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 95648.000 kN/ m**3

Layer 3 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 10.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 12.300 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

Layer 4 is sand, p-y criteria by Reese et al., 1974
Distance from top of pile to top of layer = 12.300 m
Distance from top of pile to bottom of layer = 15.000 m
p-y subgrade modulus k for top of soil layer = 137281.000 kN/ m**3
p-y subgrade modulus k for bottom of layer = 137281.000 kN/ m**3

(Depth of lowest layer extends 3.00 m below pile tip)

Effective Unit Weight of Soil vs. Depth

Effective unit weight of soil with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Eff. Unit Weight kN/ m**3
1	.00	19.00000
2	5.00	19.00000
3	5.00	18.00000
4	10.30	8.00000
5	10.30	10.00000
6	12.30	10.00000
7	12.30	13.00000
8	15.00	13.00000

Shear Strength of Soils

Shear strength parameters with depth defined using 8 points

Point No.	Depth X m	Cohesion c kN/ m**2	Angle of Friction Deg.	E50 or k_rm	RQD %	
1	.000	.00000	25.00	------	------	
2	5.000	.00000	25.00	------	------	
3	5.000	.00000	27.00	------	------	
4	10.300	.00000	27.00	------	------	

5	10.300	.00000	31.00	------	------
6	12.300	.00000	31.00	------	------
7	12.300	.00000	33.00	------	------
8	15.000	.00000	33.00	------	------

Notes:

(1) Cohesion = uniaxial compressive strength for rock materials.
(2) Values of E50 are reported for clay strata.
(3) Default values will be generated for E50 when input values are 0.
(4) RQD and k_rm are reported only for weak rock strata.

Loading Type

Static loading criteria was used for computation of p-y curves.

Pile-head Loading and Pile-head Fixity Conditions

Number of loads specified = 1

Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Shear force at pile head = 130.520 kN
Slope at pile head = .000 m/ m
Axial load at pile head = 838.090 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head condition)

Computed Values of Load Distribution and Deflection
for Lateral Loading for Load Case Number 1

Pile-head boundary conditions are Shear and Slope (BC Type 2)
Specified shear force at pile head = 130.520 kN
Specified slope at pile head = 0.000E+00 m/ m
Specified axial load at pile head = 838.090 kN

(Zero slope for this load indicates fixed-head conditions)

Depth	Deflect.	Moment	Shear	Slope	Total	Soil Res.	Es*h

X	y	M	V	S	Stress	p	F/L
m	m	kN- m	kN	Rad.	kN/ m**2	kN/ m	kN/ m
0.000	.004262	-196.2626	130.5200	7.2280E-18	165145.	0.0000	0.0000
.120	.004250	-180.5902	130.2139	-.0001923	157027.	-5.1022	144.0533
.240	.004216	-164.9726	129.2797	-.0003686	148938.	-10.4673	297.9228
.360	.004162	-149.4889	127.6955	-.0005291	140919.	-15.9369	459.5240
.480	.004089	-134.2193	125.4550	-.0006739	133010.	-21.4044	628.1372
.600	.004000	-119.2442	122.5748	-.0008032	125254.	-26.5985	797.9504
.720	.003896	-104.6398	119.0877	-.0009175	117689.	-31.5204	970.7698
.840	.003780	-90.4786	115.0432	-.0010170	110355.	-35.8876	1139.3382
.960	.003652	-76.8249	110.5046	-.0011024	103283.	-39.7549	1306.2072
1.080	.003515	-63.7357	105.5242	-.0011741	96503.2774	-43.2533	1476.5331
1.200	.003370	-51.2629	100.1735	-.0012328	90043.0348	-45.9245	1635.0743
1.320	.003219	-39.4461	94.5188	-.0012791	83922.5911	-48.3203	1801.1051
1.440	.003063	-28.3211	88.6215	-.0013137	78160.4433	-49.9679	1957.3062
1.560	.002904	-17.9127	82.5753	-.0013373	72769.4711	-50.8015	2099.1696
1.680	.002743	-8.2340	76.4713	-.0013506	67756.4454	-50.9329	2228.5869
1.800	.002580	.7120561	70.4136	-.0013545	63860.4727	-50.0284	2326.9504
1.920	.002417	8.9377	64.4483	-.0013495	68120.8876	-49.3927	2451.8036
2.040	.002256	16.4511	58.5883	-.0013366	72012.4366	-48.2749	2567.7487
2.160	.002097	23.2677	52.9136	-.0013163	75543.0573	-46.3031	2650.0929
2.280	.001940	29.4151	47.5256	-.0012894	78727.0930	-43.4967	2690.3212
2.400	.001787	34.9332	42.5213	-.0012566	81585.1490	-39.9088	2679.6291
2.520	.001639	39.8730	37.7960	-.0012184	84143.6914	-38.8458	2844.8797
2.640	.001495	44.2493	33.1380	-.0011755	86410.3860	-38.7866	3113.7478
2.760	.001356	48.0626	28.5069	-.0011284	88385.4414	-38.3985	3397.0004
2.880	.001224	51.3179	23.9420	-.0010777	90071.5497	-37.6839	3694.5747
3.000	.001098	54.0254	19.4819	-.0010239	91473.8677	-36.6507	4006.2770
3.120	.000978	56.1996	15.1156	-.0009677	92599.9578	-36.1213	4430.9977
3.240	.000866	57.8478	10.7986	-.0009095	93453.6525	-35.8281	4967.1751
3.360	.000760	58.9742	6.5313	-.0008499	94037.0515	-35.2942	5573.0560
3.480	.000662	59.5862	2.3425	-.0007894	94354.0764	-34.5188	6261.0694
3.600	.000571	59.6951	-1.7388	-.0007285	94410.4782	-33.5027	7046.8298
3.720	.000487	59.3155	-5.6838	-.0006678	94213.8298	-32.2484	7950.2840
3.840	.000410	58.4653	-9.4643	-.0006077	93773.5064	-30.7601	8997.4280
3.960	.000341	57.1663	-13.0525	-.0005487	93100.6535	-29.0428	10222.9742
4.080	.000279	55.4431	-16.4212	-.0004912	92208.1484	-27.1022	11674.6923
4.200	.000223	53.3240	-19.5440	-.0004357	91110.5562	-24.9434	13420.8715
4.320	.000174	50.8402	-22.3947	-.0003825	89824.0910	-22.5691	15564.0780
4.440	.000131	48.0262	-24.9475	-.0003321	88366.5936	-19.9767	18268.8967
4.560	9.43E-05	44.9196	-27.0882	-.0002847	86757.5484	-15.7023	19979.9136
4.680	6.29E-05	41.5823	-28.6753	-.0002405	85029.0005	-10.7486	20505.7008
4.800	3.66E-05	38.0859	-29.7049	-.0001999	83218.0749	-6.4121	21031.4880
4.920	1.49E-05	34.4933	-30.2506	-.0001628	81357.3007	-2.6829	21557.2752
5.040	-2.49E-06	30.8585	-30.3438	-.0001295	79474.6825	1.1288	54358.0033
5.160	-1.61E-05	27.2368	-29.8263	-9.9829E-05	77598.8431	7.4961	55735.3345
5.280	-2.65E-05	23.7203	-28.7190	-7.3826E-05	75777.4647	10.9598	49721.1413
5.400	-3.39E-05	20.3591	-27.2645	-5.1333E-05	74036.5678	13.2816	47073.3577
5.520	-3.88E-05	17.1871	-25.5661	-3.2173E-05	72393.6483	15.0243	46501.8581
5.640	-4.16E-05	14.2297	-23.6859	-1.6142E-05	70861.8727	16.3137	47082.1918
5.760	-4.26E-05	11.5057	-21.6737	-3.0092E-06	69451.0148	17.2217	48460.7100
5.880	-4.23E-05	9.0286	-19.5726	7.4693E-06	68167.9917	17.7972	50486.7213

6.000	-4.09E-05	6.8068	-17.4201	1.5550E-05	67017.2273	18.0778	53101.8939
6.120	-3.86E-05	4.8447	-15.2497	2.1496E-05	66000.9327	18.0952	56299.1847
6.240	-3.57E-05	3.1426	-13.0913	2.5571E-05	65119.3422	17.8782	60106.1037
6.360	-3.24E-05	1.6976	-10.9714	2.8041E-05	64370.9279	17.4536	64578.4280
6.480	-2.90E-05	.5037841	-8.9134	2.9165E-05	63752.5992	16.8470	69799.5915
6.600	-2.54E-05	-.4474825	-6.9836	2.9193E-05	63723.4381	15.3155	72263.3089
6.720	-2.20E-05	-1.1782	-5.2562	2.8364E-05	64101.8890	13.4744	73640.6401
6.840	-1.86E-05	-1.7147	-3.7492	2.6888E-05	64379.7798	11.6437	75017.9713
6.960	-1.55E-05	-2.0834	-2.4583	2.4950E-05	64570.7358	9.8702	76395.3025
7.080	-1.26E-05	-2.3097	-1.3747	2.2708E-05	64687.9647	8.1905	77772.6337
7.200	-1.01E-05	-2.4179	-.4853535	2.0295E-05	64743.9827	6.6315	79149.9649
7.320	-7.77E-06	-2.4303	.2252521	1.7821E-05	64750.4118	5.2119	80527.2961
7.440	-5.78E-06	-2.3674	.7745466	1.5373E-05	64717.8390	3.9430	81904.6273
7.560	-4.08E-06	-2.2475	1.1809	1.3018E-05	64655.7319	2.8296	83281.9585
7.680	-2.65E-06	-2.0866	1.4630	1.0807E-05	64572.4012	1.8714	84659.2897
7.800	-1.48E-06	-1.8985	1.6391	8.7731E-06	64475.0022	1.0636	86036.6209
7.920	-5.47E-07	-1.6950	1.7268	6.9394E-06	64369.5692	.3984562	87413.9521
8.040	1.82E-07	-1.4855	1.7426	5.3164E-06	64261.0743	-.1346254	88791.2833
8.160	7.29E-07	-1.2778	1.7017	3.9063E-06	64153.5044	-.5477378	90168.6145
8.280	1.12E-06	-1.0779	1.6176	2.7042E-06	64049.9520	-.8540208	91545.9457
8.400	1.38E-06	-.8901426	1.5023	1.7000E-06	63952.7118	-1.0670	92923.2769
8.520	1.53E-06	-.7176746	1.3663	8.7952E-07	63863.3828	-1.2003	94300.6081
8.640	1.59E-06	-.5624177	1.2182	2.2631E-07	63782.9682	-1.2670	95677.9393
8.760	1.58E-06	-.4253476	1.0654	-2.7774E-07	63711.9734	-1.2793	97055.2705
8.880	1.52E-06	-.3066562	.9137536	-6.5128E-07	63650.4978	-1.2488	98432.6017
9.000	1.43E-06	-.2059157	.7676889	-9.1284E-07	63598.3197	-1.1856	99809.9329
9.120	1.30E-06	-.1222273	.6306115	-1.0803E-06	63554.9737	-1.0990	101187.
9.240	1.17E-06	-.0543517	.5048666	-1.1704E-06	63519.8179	-.9967555	102565.
9.360	1.02E-06	-.0008239	.3919249	-1.1985E-06	63492.0934	-.8856051	103942.
9.480	8.79E-07	.0399514	.2925247	-1.1786E-06	63512.3593	-.7710658	105319.
9.600	7.40E-07	.0696191	.2068063	-1.1227E-06	63527.7256	-.6575740	106697.
9.720	6.09E-07	.0898107	.1344376	-1.0413E-06	63538.1837	-.5485707	108074.
9.840	4.90E-07	.1020936	.0747271	-9.4339E-07	63544.5456	-.4466050	109451.
9.960	3.83E-07	.1079349	.0267241	-8.3621E-07	63547.5710	-.3534447	110829.
10.080	2.89E-07	.1086756	-.0106940	-7.2568E-07	63547.9547	-.2701895	112206.
10.200	2.09E-07	.1055143	-.0387481	-6.1638E-07	63546.3173	-.1973803	113583.
10.320	1.41E-07	.0995000	-.0609925	-5.1176E-07	63543.2022	-.1733583	147511.
10.440	8.57E-08	.0909791	-.0778001	-4.1456E-07	63538.7889	-.1067697	149488.
10.560	4.15E-08	.0809114	-.0873517	-3.2685E-07	63533.5743	-.0524223	151465.
10.680	7.27E-09	.0700804	-.0910544	-2.4980E-07	63527.9645	-.0092900	153441.
10.800	-1.84E-08	.0591085	-.0901805	-1.8387E-07	63522.2817	.0238553	155418.
10.920	-3.69E-08	.0484741	-.0858481	-1.2897E-07	63516.7736	.0483519	157395.
11.040	-4.94E-08	.0385309	-.0790126	-8.4577E-08	63511.6236	.0655719	159372.
11.160	-5.72E-08	.0295281	-.0704668	-4.9847E-08	63506.9606	.0768592	161349.
11.280	-6.13E-08	.0216289	-.0608463	-2.3742E-08	63502.8693	.0834811	163326.
11.400	-6.29E-08	.0149297	-.0506420	-5.0862E-09	63499.3994	.0865917	165302.
11.520	-6.26E-08	.0094759	-.0402143	7.3678E-09	63496.5747	.0872036	167279.
11.640	-6.11E-08	.0052768	-.0298119	1.4896E-08	63494.3998	.0861687	169256.
11.760	-5.90E-08	.0023180	-.0195920	1.8772E-08	63492.8673	.0841633	171233.
11.880	-5.66E-08	.0005710	-.0096415	2.0246E-08	63491.9624	.0816786	173210.
12.000	-5.41E-08	0.0000	0.0000	2.0537E-08	63491.6667	.0790130	87593.3474

Output Verification:

Computed forces and moments are within specified convergence limits.

Output Summary for Load Case No. 1:

Pile-head deflection = .00426225 m
Computed slope at pile head = 7.228014E-18
Maximum bending moment = -196.26265 kN- m
Maximum shear force = 130.52000 kN
Depth of maximum bending moment = 0.00000 m
Depth of maximum shear force = 0.00000 m
Number of iterations = 14
Number of zero deflection points = 3

Summary of Pile Response(s)

Definition of Symbols for Pile-Head Loading Conditions:

Type 1 = Shear and Moment, y = pile-head displacment m
Type 2 = Shear and Slope, M = Pile-head Moment kN- m
Type 3 = Shear and Rot. Stiffness, V = Pile-head Shear Force kN
Type 4 = Deflection and Moment, S = Pile-head Slope, radians
Type 5 = Deflection and Slope, R = Rot. Stiffness of Pile-head m- kN/rad

Load Type	Pile-Head Condition 1	Pile-Head Condition 2	Axial Load kN	Pile-Head Deflection m	Maximum Moment m- kN	Maximum Shear kN
2	V= 130.520	S= 0.000	838.0900	.0042622	-196.2626	130.5200

The analysis ended normally.

11.6 교대 활동 검토

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 탑리제2교 A1
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/cm²)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	매립층(모래)	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.28	2	10.56	30.26
3	12.80	29.16	4	22.06	28.08
5	31.08	30.56	6	38.94	30.61
7	44.70	33.49	8	46.20	33.57
9	55.80	38.90	10	56.80	38.90
11	56.80	40.00	12	58.10	40.00
13	58.10	43.04	14	58.60	43.04
15	106.25	43.04	16	56.80	36.50
17	55.00	36.50	18	55.00	35.00
19	61.25	35.00	20	61.25	36.50
21	58.60	36.50	22	106.25	30.94
23	0.00	29.42	24	10.08	29.55
25	12.80	28.45	26	19.23	27.61
27	22.56	27.51	28	33.08	29.45
29	51.08	27.68	30	106.25	27.94
31	33.08	27.65	32	51.08	25.68

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	106.25	25.94	34	0.00	24.17
35	10.08	22.25	36	17.52	22.67
37	26.11	24.93	38	31.08	25.64
39	51.08	24.68	40	106.25	24.94

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	28.50	2	106.25	28.50

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	55.80	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
2	57.35	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
3	58.90	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
4	60.45	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	29.15	85.18	59.67	2.79572	29.15	85.18	59.67	3.24049
2	29.15	83.31	58.35	3.91164	29.15	83.31	58.35	4.49071
3	29.15	81.44	56.65	4.18902	29.15	81.44	56.65	4.73984
4	29.15	79.57	55.40	4.67686	29.15	79.57	55.40	5.30065
5	29.15	77.70	53.75	4.91277	29.15	77.70	53.75	5.52393
6	29.15	75.83	52.10	5.18923	29.15	75.83	52.10	5.77132
7	29.15	73.96	50.97	5.65737	29.15	73.96	44.26	5.72320
8	29.15	72.09	43.01	4.08430	29.15	72.09	43.01	4.08430
9	29.15	70.22	41.50	4.06102	29.15	70.22	41.50	4.06102
10	29.15	68.35	40.40	3.59886	29.15	68.35	40.40	3.59886
11	29.15	66.48	39.11	3.64603	29.15	66.48	39.11	3.64603
12	29.15	64.61	37.86	3.75520	29.15	64.61	37.86	3.75520
13	29.15	62.74	36.31	3.88477	29.15	62.74	36.31	3.88477
14	29.15	60.87	35.11	4.06231	29.15	60.87	35.11	4.06231
15	29.15	59.00	33.42	4.20341	29.15	59.00	33.42	4.20341
16	29.15	57.13	27.76	4.40344	29.15	57.13	27.76	4.40344
17	31.12	85.18	58.63	2.00454	31.12	85.18	58.63	2.40246
18	31.12	83.31	57.02	2.06548	31.12	83.31	57.02	2.46665
19	31.12	81.44	55.50	2.17817	31.12	81.44	55.50	2.62928
20	31.12	79.57	54.17	3.00433	31.12	79.57	54.17	3.58629
21	31.12	77.70	52.47	3.28007	31.12	77.70	52.47	3.83264
22	31.12	75.83	51.22	4.24409	31.12	75.83	51.22	4.88258
23	31.12	73.96	49.56	4.40567	31.12	73.96	49.56	5.01332
24	31.12	72.09	47.92	4.63965	31.12	72.09	47.92	5.23144
25	31.12	70.22	46.79	5.25734	31.12	70.22	46.79	6.00344
26	31.12	68.35	38.76	4.02596	31.12	68.35	38.76	4.02596
27	31.12	66.48	37.63	3.47061	31.12	66.48	37.63	3.47061
28	31.12	64.61	36.19	3.58687	31.12	64.61	36.19	3.58687
29	31.12	62.74	34.79	3.45201	31.12	62.74	34.79	3.45201
30	31.12	60.87	33.94	3.38237	31.12	60.87	33.94	3.38237
31	31.12	59.00	32.80	3.41296	31.12	59.00	32.80	3.41296
32	31.12	57.13	31.34	3.57272	31.12	57.13	31.34	3.57272
33	33.09	85.18	57.65	1.80642	33.09	85.18	57.65	2.20651
34	33.09	83.31	56.39	1.88008	33.09	83.31	56.25	2.36180
35	33.09	81.44	54.41	1.88515	33.09	81.44	54.41	2.29373
36	33.09	79.57	52.86	1.91766	33.09	79.57	52.86	2.36967
37	33.09	77.70	51.35	1.95550	33.09	77.70	51.35	2.45803
38	33.09	75.83	49.75	2.01789	33.09	75.83	49.75	2.52947
39	33.09	73.96	48.20	2.04138	33.09	73.96	48.20	2.59303
40	33.09	72.09	46.70	2.91106	33.09	72.09	46.70	3.47175

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	33.09	70.22	45.26	3.66558	33.09	70.22	45.26	4.25799
42	33.09	68.35	43.88	4.04946	33.09	68.35	43.88	4.66599
43	33.09	66.48	42.49	4.64944	33.09	66.48	42.49	5.29780
44	33.09	64.61	34.87	3.23187	33.09	64.61	34.87	3.23187
45	33.09	62.74	33.41	3.03179	33.09	62.74	33.41	3.03179
46	33.09	60.87	32.45	3.12450	33.09	60.87	32.45	3.12450
47	33.09	59.00	31.12	3.07395	33.09	59.00	31.12	3.07395
48	33.09	57.13	29.85	3.25943	33.09	57.13	29.85	3.25943
49	35.06	85.18	56.71	1.68705	35.06	85.18	56.71	2.07448
50	35.06	83.31	55.29	1.72042	35.06	83.31	55.29	2.18664
51	35.06	81.44	53.45	1.72018	35.06	81.44	53.45	2.13637
52	35.06	79.57	52.07	1.76502	35.06	79.57	52.07	2.26191
53	35.06	77.70	50.25	1.78826	35.06	77.70	50.25	2.25300
54	35.06	75.83	48.91	1.87552	35.06	75.83	48.91	2.43534
55	35.06	73.96	47.09	1.87500	35.06	73.96	47.09	2.38367
56	35.06	72.09	45.80	1.93454	35.06	72.09	45.80	2.56333
57	35.06	70.22	44.01	1.93894	35.06	70.22	44.01	2.50983
58	35.06	68.35	42.48	2.00274	35.06	68.35	42.48	2.58768
59	35.06	66.48	41.21	3.00732	35.06	66.48	41.21	3.64138
60	35.06	64.61	39.78	3.74633	35.06	64.61	39.78	4.40655
61	35.06	62.74	38.42	4.14804	35.06	62.74	38.42	4.89664
62	35.06	60.87	30.64	3.23547	35.06	60.87	30.64	3.23547
63	35.06	59.00	29.65	2.61454	35.06	59.00	29.65	2.61454
64	35.06	57.13	27.82	2.83491	35.06	57.13	27.82	2.83491
65	37.03	85.18	55.78	1.49279	37.03	85.18	55.78	1.81547
66	37.03	83.31	54.35	1.60214	37.03	83.31	54.35	2.02386
67	37.03	81.44	52.50	1.59378	37.03	81.44	52.50	1.99175
68	37.03	79.57	51.10	1.64729	37.03	79.57	51.10	2.13177
69	37.03	77.70	49.27	1.64424	37.03	77.70	49.27	2.07920
70	37.03	75.83	47.91	1.70966	37.03	75.83	47.91	2.26882
71	37.03	73.96	46.09	1.71250	37.03	73.96	46.09	2.20667
72	37.03	72.09	44.78	1.79563	37.03	72.09	44.78	2.43751
73	37.03	70.22	42.99	1.82502	37.03	70.22	42.99	2.39020
74	37.03	68.35	41.73	1.90364	37.03	68.35	41.73	2.58555
75	37.03	66.48	39.96	1.92679	37.03	66.48	39.96	2.57101
76	37.03	64.61	38.78	1.97300	37.03	64.61	38.78	2.69207
77	37.03	62.74	37.04	2.01693	37.03	62.74	37.04	2.69470
78	37.03	60.87	35.94	3.56380	37.03	60.87	35.94	4.42164
79	37.03	59.00	34.25	3.98022	37.03	59.00	34.25	4.76482
80	37.03	57.13	26.89	2.50671	37.03	57.13	26.89	2.50671
81	39.00	85.18	55.26	1.51826	39.00	85.18	54.96	1.85401
82	39.00	83.31	53.83	1.50114	39.00	83.31	53.22	1.82174

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	39.00	81.44	51.57	1.47509	39.00	81.44	51.57	1.80076
84	39.00	79.57	50.15	1.47051	39.00	79.57	50.15	1.91450
85	39.00	77.70	48.31	1.44496	39.00	77.70	48.31	1.85515
86	39.00	75.83	46.93	1.55253	39.00	75.83	46.93	2.05832
87	39.00	73.96	45.11	1.55520	39.00	73.96	45.11	2.03543
88	39.00	72.09	43.78	1.64939	39.00	72.09	43.78	2.24300
89	39.00	70.22	41.97	1.65002	39.00	70.22	41.97	2.21513
90	39.00	68.35	40.17	1.65508	39.00	68.35	40.17	2.15417
91	39.00	66.48	38.91	1.71278	39.00	66.48	38.91	2.37347
92	39.00	64.61	37.14	1.72679	39.00	64.61	37.14	2.35269
93	39.00	62.74	35.96	1.87054	39.00	62.74	35.96	2.58361
94	39.00	60.87	34.22	1.91098	39.00	60.87	34.22	2.58604
95	39.00	59.00	33.13	2.01293	39.00	59.00	33.13	2.85943
96	39.00	57.13	31.44	2.06541	39.00	57.13	31.44	2.78517
97	40.97	85.18	55.21	1.55712	40.97	85.18	54.26	1.97306
98	40.97	83.31	53.75	1.52871	40.97	83.31	52.75	1.94998
99	40.97	81.44	51.91	1.50977	40.97	81.44	50.95	1.89348
100	40.97	79.57	49.67	1.48815	40.97	79.57	49.02	1.85065
101	40.97	77.70	48.25	1.46369	40.97	77.70	47.40	1.83913
102	40.97	75.83	46.17	1.44503	40.97	75.83	45.67	1.79923
103	40.97	73.96	44.14	1.42389	40.97	73.96	43.97	1.79205
104	40.97	72.09	42.51	1.41287	40.97	72.09	42.51	1.86715
105	40.97	70.22	40.68	1.39998	40.97	70.22	40.68	1.83169
106	40.97	68.35	39.15	1.39049	40.97	68.35	39.15	1.85202
107	40.97	66.48	37.87	1.55330	40.97	66.48	37.87	2.16409
108	40.97	64.61	36.09	1.57489	40.97	64.61	36.09	2.15828
109	40.97	62.74	34.88	1.66144	40.97	62.74	34.88	2.38820
110	40.97	60.87	33.13	1.67473	40.97	60.87	33.13	2.37229
111	40.97	59.00	32.02	1.79900	40.97	59.00	32.02	2.66730
112	40.97	57.13	30.32	1.86901	40.97	57.13	30.32	2.63766
113	42.94	85.18	55.72	1.59956	42.94	85.18	53.81	2.04947
114	42.94	83.31	53.70	1.57937	42.94	83.31	51.94	2.01551
115	42.94	81.44	51.68	1.55356	42.94	81.44	50.07	1.98153
116	42.94	79.57	49.66	1.52960	42.94	79.57	48.74	2.06491
117	42.94	77.70	48.20	1.50726	42.94	77.70	46.88	2.00326
118	42.94	75.83	46.17	1.48019	42.94	75.83	45.01	1.96589
119	42.94	73.96	44.14	1.45549	42.94	73.96	43.15	1.92825
120	42.94	72.09	42.12	1.43364	42.94	72.09	41.70	1.91042
121	42.94	70.22	40.28	1.41340	42.94	70.22	39.85	1.82445
122	42.94	68.35	38.44	1.39471	42.94	68.35	38.11	1.84828
123	42.94	66.48	37.05	1.37662	42.94	66.48	36.61	1.85309
124	42.94	64.61	35.24	1.36266	42.94	64.61	34.99	1.89770

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	42.94	62.74	33.43	1.35196	42.94	62.74	33.43	1.89926
126	42.94	60.87	31.94	1.36293	42.94	60.87	31.94	2.00010
127	42.94	59.00	30.51	1.50244	42.94	59.00	30.51	2.22749
128	42.94	57.13	28.78	1.55643	42.94	57.13	28.78	2.25458
129	44.91	85.18	55.72	1.66064	44.91	85.18	52.84	2.00455
130	44.91	83.31	53.69	1.63265	44.91	83.31	51.51	2.11905
131	44.91	81.44	51.50	1.60462	44.91	81.44	49.65	2.06258
132	44.91	79.57	50.24	1.58528	44.91	79.57	47.78	2.02914
133	44.91	77.70	48.19	1.56237	44.91	77.70	45.92	1.96632
134	44.91	75.83	46.16	1.53425	44.91	75.83	44.05	1.93370
135	44.91	73.96	44.13	1.50794	44.91	73.96	42.76	2.03027
136	44.91	72.09	42.11	1.48376	44.91	72.09	40.90	1.99411
137	44.91	70.22	40.27	1.46039	44.91	70.22	39.04	1.95774
138	44.91	68.35	38.86	1.43545	44.91	68.35	37.18	1.92122
139	44.91	66.48	37.04	1.41479	44.91	66.48	35.93	2.03816
140	44.91	64.61	34.99	1.38826	44.91	64.61	34.08	1.96034
141	44.91	62.74	33.17	1.36981	44.91	62.74	32.24	1.92144
142	44.91	60.87	31.37	1.35396	44.91	60.87	30.91	1.94073
143	44.91	59.00	29.57	1.34162	44.91	59.00	29.31	2.00388
144	44.91	57.13	27.77	1.33416	44.91	57.13	27.77	2.00299
145	46.88	85.18	55.72	1.73451	46.88	85.18	52.42	2.06659
146	46.88	83.31	53.51	1.70574	46.88	83.31	50.55	2.01406
147	46.88	81.44	51.50	1.68115	46.88	81.44	48.69	1.98339
148	46.88	79.57	50.23	1.65587	46.88	79.57	47.38	2.14008
149	46.88	77.70	48.19	1.62660	46.88	77.70	45.52	2.08240
150	46.88	75.83	46.16	1.59854	46.88	75.83	43.66	2.05027
151	46.88	73.96	44.33	1.57429	46.88	73.96	41.80	2.01831
152	46.88	72.09	42.29	1.55415	46.88	72.09	39.94	1.95669
153	46.88	70.22	40.91	1.52975	46.88	70.22	38.08	1.89424
154	46.88	68.35	38.86	1.49929	46.88	68.35	36.83	2.03687
155	46.88	66.48	37.04	1.47623	46.88	66.48	34.98	2.00365
156	46.88	64.61	34.99	1.44783	46.88	64.61	33.14	1.97063
157	46.88	62.74	33.17	1.42584	46.88	62.74	31.29	1.93808
158	46.88	60.87	31.36	1.40557	46.88	60.87	30.11	2.15125
159	46.88	59.00	29.56	1.38765	46.88	59.00	28.29	2.12209
160	46.88	57.13	27.77	1.37296	46.88	57.13	26.47	2.06804
161	48.85	85.18	55.71	1.82385	48.85	85.18	51.77	2.09806
162	48.85	83.31	53.68	1.79737	48.85	83.31	49.90	2.04580
163	48.85	81.44	52.27	1.77283	48.85	81.44	48.29	2.08516
164	48.85	79.57	50.23	1.74306	48.85	79.57	46.42	2.03041
165	48.85	77.70	48.19	1.71425	48.85	77.70	44.56	2.00036
166	48.85	75.83	46.36	1.69024	48.85	75.83	42.70	1.97081

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	48.85	73.96	44.78	1.66166	48.85	73.96	41.44	2.11201
168	48.85	72.09	42.72	1.63054	48.85	72.09	39.58	2.08249
169	48.85	70.22	40.91	1.60630	48.85	70.22	37.73	2.05348
170	48.85	68.35	39.10	1.58272	48.85	68.35	35.88	2.02506
171	48.85	66.48	37.30	1.55993	48.85	66.48	34.04	1.93037
172	48.85	64.61	35.80	1.54412	48.85	64.61	32.19	1.89905
173	48.85	62.74	33.12	1.51364	48.85	62.74	31.01	2.10516
174	48.85	60.87	31.94	1.49018	48.85	60.87	29.18	2.07901
175	48.85	59.00	30.17	1.47198	48.85	59.00	27.36	2.02652
176	48.85	57.13	27.77	1.45631	48.85	57.13	25.54	2.00564
177	50.82	85.18	56.14	1.92659	50.82	85.18	51.71	2.25184
178	50.82	83.31	54.09	1.89821	50.82	83.31	49.85	2.19947
179	50.82	81.44	52.27	1.87542	50.82	81.44	47.99	2.17133
180	50.82	79.57	50.70	1.84884	50.82	79.57	46.12	2.14388
181	50.82	77.70	48.90	1.82674	50.82	77.70	44.26	2.08802
182	50.82	75.83	46.83	1.79496	50.82	75.83	42.40	2.05795
183	50.82	73.96	45.03	1.77254	50.82	73.96	40.54	2.02843
184	50.82	72.09	43.52	1.74964	50.82	72.09	38.69	1.96948
185	50.82	70.22	41.44	1.71543	50.82	70.22	36.83	1.93695
186	50.82	68.35	39.66	1.69342	50.82	68.35	34.97	1.90481
187	50.82	66.48	37.88	1.67244	50.82	66.48	33.40	1.96097
188	50.82	64.61	35.49	1.64876	50.82	64.61	31.55	1.93158
189	50.82	62.74	33.72	1.62908	50.82	62.74	29.71	1.90326
190	50.82	60.87	31.96	1.59377	50.82	60.87	28.25	2.00037
191	50.82	59.00	30.22	1.57620	50.82	59.00	26.43	1.97965
192	50.82	57.13	27.67	1.55187	50.82	57.13	24.62	1.96230
193	52.79	85.18	56.38	2.04882	52.79	85.18	51.27	2.35987
194	52.79	83.31	55.41	2.02283	52.79	83.31	49.42	2.30542
195	52.79	81.44	52.77	1.99379	52.79	81.44	47.56	2.28034
196	52.79	79.57	50.97	1.97304	52.79	79.57	45.70	2.22532
197	52.79	77.70	49.47	1.94661	52.79	77.70	43.84	2.19811
198	52.79	75.83	47.39	1.91783	52.79	75.83	41.99	2.17192
199	52.79	73.96	45.60	1.89628	52.79	73.96	40.14	2.11356
200	52.79	72.09	44.16	1.86846	52.79	72.09	38.28	2.08492
201	52.79	70.22	41.43	1.84112	52.79	70.22	36.43	2.05725
202	52.79	68.35	40.31	1.81777	52.79	68.35	34.59	1.99649
203	52.79	66.48	38.56	1.79660	52.79	66.48	32.74	1.96626
204	52.79	64.61	36.83	1.77635	52.79	64.61	30.90	1.93710
205	52.79	62.74	29.06	1.74472	52.79	62.74	29.06	1.90923
206	52.79	60.87	31.88	1.72052	52.79	60.87	27.96	2.14908
207	52.79	59.00	26.14	1.67061	52.79	59.00	26.14	2.08708
208	52.79	57.13	24.33	1.64181	52.79	57.13	24.33	2.07263

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	54.76	85.18	56.90	2.17605	54.76	85.18	50.86	2.45195
210	54.76	83.31	55.41	2.14414	54.76	83.31	49.00	2.42874
211	54.76	81.44	53.33	2.12073	54.76	81.44	47.15	2.37369
212	54.76	79.57	51.55	2.09986	54.76	79.57	45.30	2.34879
213	54.76	77.70	49.78	2.07972	54.76	77.70	43.45	2.32542
214	54.76	75.83	47.38	2.05686	54.76	75.83	41.60	2.26679
215	54.76	73.96	46.25	2.02260	54.76	73.96	39.76	2.24153
216	54.76	72.09	43.85	2.01746	54.76	72.09	37.91	2.21788
217	54.76	70.22	42.10	1.99890	54.76	70.22	36.07	2.15628
218	54.76	68.35	40.36	1.96057	54.76	68.35	34.23	2.13075
219	54.76	66.48	37.82	1.93940	54.76	66.48	32.40	2.10708
220	54.76	64.61	30.57	1.89976	54.76	64.61	30.57	2.04451
221	54.76	62.74	28.74	1.86501	54.76	62.74	28.74	2.01965
222	54.76	60.87	26.92	1.83119	54.76	60.87	26.92	1.99748
223	54.76	59.00	25.11	1.79859	54.76	59.00	25.11	1.97871
224	54.76	57.13	23.31	1.76767	54.76	57.13	23.31	1.96441
225	56.73	85.18	56.88	2.32683	56.73	85.18	50.47	2.59837
226	56.73	83.31	55.10	2.30861	56.73	83.31	48.62	2.57873
227	56.73	81.44	53.32	2.27217	56.73	81.44	46.77	2.51923
228	56.73	79.57	51.56	2.25287	56.73	79.57	44.93	2.49829
229	56.73	77.70	49.80	2.23455	56.73	77.70	43.08	2.43820
230	56.73	75.83	48.05	2.19728	56.73	75.83	41.24	2.41586
231	56.73	73.96	45.50	2.18950	56.73	73.96	39.40	2.35588
232	56.73	72.09	43.76	2.17248	56.73	72.09	37.57	2.33217
233	56.73	70.22	42.03	2.15642	56.73	70.22	35.74	2.31086
234	56.73	68.35	40.31	2.11786	56.73	68.35	33.91	2.24868
235	56.73	66.48	38.60	2.10117	56.73	66.48	32.09	2.22651
236	56.73	64.61	35.22	2.08222	56.73	64.61	30.28	2.20750
237	56.73	62.74	28.47	2.01962	56.73	62.74	28.47	2.14649
238	56.73	60.87	26.67	1.98462	56.73	60.87	26.67	2.12858
239	56.73	59.00	24.88	1.95122	56.73	59.00	24.88	2.11577
240	56.73	57.13	23.10	1.91991	56.73	57.13	23.10	2.10961
241	58.70	85.18	56.73	2.50240	58.70	85.18	50.79	2.84520
242	58.70	83.31	54.96	2.48207	58.70	83.31	48.96	2.83088
243	58.70	81.44	53.20	2.45975	58.70	81.44	47.13	2.77476
244	58.70	79.57	51.45	2.42116	58.70	79.57	45.29	2.76010
245	58.70	77.70	49.70	2.40488	58.70	77.70	43.47	2.74877
246	58.70	75.83	47.97	2.36732	58.70	75.83	41.64	2.68942
247	58.70	73.96	46.24	2.35033	58.70	73.96	39.08	2.53750
248	58.70	72.09	43.70	2.35200	58.70	72.09	37.26	2.52030
249	58.70	70.22	41.98	2.33494	58.70	70.22	35.44	2.45362
250	58.70	68.35	40.28	2.29602	58.70	68.35	33.63	2.43616

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	58.70	66.48	38.60	2.28280	58.70	66.48	31.82	2.37207
252	58.70	64.61	35.20	2.26873	58.70	64.61	30.02	2.35534
253	58.70	62.74	29.88	2.25017	58.70	62.74	28.24	2.34383
254	58.70	60.87	26.46	2.18076	58.70	60.87	26.46	2.28380
255	58.70	59.00	24.69	2.14929	58.70	59.00	24.69	2.27715
256	58.70	57.13	22.95	2.12113	58.70	57.13	22.95	2.27978

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 탑리제2교 A2
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/cm²)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	매립층(점토)	1.75	1.85	3.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
4	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.55	2	28.64	30.82
3	40.08	31.79	4	43.01	31.80
5	55.80	38.90	6	56.80	38.90
7	56.80	40.00	8	58.10	40.00
9	58.10	43.04	10	58.60	43.04
11	106.25	43.04	12	56.80	36.50
13	55.00	36.50	14	55.00	35.00
15	61.25	35.00	16	61.25	36.50
17	58.60	36.50	18	74.42	31.79
19	77.41	33.11	20	84.22	33.59
21	106.25	34.16	22	0.00	29.55
23	31.08	29.20	24	40.08	29.03
25	60.08	31.11	26	84.22	32.89
27	106.25	33.45	28	58.06	28.80
29	74.42	29.53	30	84.22	30.59
31	106.25	31.15	32	0.00	25.48

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	6.08	26.00	34	18.66	25.17
35	31.08	23.40	36	74.42	25.53
37	84.22	26.59	38	106.25	27.15

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	29.71	2	106.25	29.71

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	55.80	35.00	8.00	0.61	0.61	2	3
2	57.35	35.00	8.00	0.61	0.61	2	3
3	58.90	35.00	8.00	0.61	0.61	2	3
4	60.45	35.00	8.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	36.05	71.80	45.13	2.36124	36.05	71.80	44.73	2.92245
2	36.05	70.18	43.66	2.41210	36.05	70.18	43.66	3.06310
3	36.05	68.56	42.20	2.41804	36.05	68.56	42.20	3.04183
4	36.05	66.94	40.75	2.46862	36.05	66.94	40.75	3.08277
5	36.05	65.32	39.79	2.53567	36.05	65.32	39.79	3.20435
6	36.05	63.70	38.39	2.62790	36.05	63.70	38.39	3.29209
7	36.05	62.08	38.08	2.75458	36.05	62.08	37.54	3.63810
8	36.05	60.46	36.20	2.80143	36.05	60.46	36.20	3.65196
9	36.05	58.84	34.88	2.90116	36.05	58.84	34.88	3.75030
10	36.05	57.22	27.60	4.42230	36.05	57.22	27.60	4.42230
11	36.05	55.60	26.38	4.14498	36.05	55.60	26.38	4.14498
12	36.05	53.98	25.64	4.40367	36.05	53.98	25.64	4.40367
13	36.05	52.36	25.14	4.32329	36.05	52.36	25.14	4.32329
14	36.05	50.74	24.30	4.30945	36.05	50.74	24.30	4.30945
15	36.05	49.12	23.59	4.48177	36.05	49.12	23.59	4.48177
16	36.05	47.50	23.01	4.55265	36.05	47.50	23.01	4.55265
17	37.72	71.80	43.87	2.08246	37.72	71.80	43.87	2.60034
18	37.72	70.18	42.73	2.19791	37.72	70.18	42.73	2.84074
19	37.72	68.56	41.24	2.22880	37.72	68.56	41.24	2.86292
20	37.72	66.94	39.76	2.26911	37.72	66.94	39.76	2.84927
21	37.72	65.32	38.73	2.37429	37.72	65.32	38.73	3.05165
22	37.72	63.70	37.29	2.38279	37.72	63.70	37.29	3.02886
23	37.72	62.08	36.35	2.44567	37.72	62.08	36.35	3.18805
24	37.72	60.46	34.96	2.52086	37.72	60.46	34.96	3.22073
25	37.72	58.84	34.71	2.58818	37.72	58.84	33.60	3.31292
26	37.72	57.22	32.82	2.70419	37.72	57.22	32.82	3.64535
27	37.72	55.60	31.53	2.84433	37.72	55.60	31.53	3.79172
28	37.72	53.98	24.33	3.68481	37.72	53.98	24.33	3.68481
29	37.72	52.36	23.22	3.42573	37.72	52.36	23.22	3.42573
30	37.72	50.74	22.61	3.79991	37.72	50.74	22.61	3.79991
31	37.72	49.12	21.71	3.94468	37.72	49.12	21.71	3.94468
32	37.72	47.50	21.54	4.04527	37.72	47.50	21.54	4.04527
33	39.39	71.80	43.11	1.88286	39.39	71.80	43.11	2.40351
34	39.39	70.18	41.57	1.89276	39.39	70.18	41.57	2.39898
35	39.39	68.56	40.38	1.99573	39.39	68.56	40.38	2.58684
36	39.39	66.94	38.87	2.01700	39.39	66.94	38.87	2.59696
37	39.39	65.32	37.76	2.11091	39.39	65.32	37.76	2.77978
38	39.39	63.70	36.28	2.14553	39.39	63.70	36.28	2.80478
39	39.39	62.08	35.26	2.24528	39.39	62.08	35.26	2.95296
40	39.39	60.46	33.83	2.29753	39.39	60.46	33.83	3.00030

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	39.39	58.84	32.41	2.32524	39.39	58.84	32.41	2.99234
42	39.39	57.22	31.55	2.44859	39.39	57.22	31.55	3.34954
43	39.39	55.60	30.20	2.49444	39.39	55.60	30.20	3.32934
44	39.39	53.98	29.47	2.64468	39.39	53.98	29.47	3.69935
45	39.39	52.36	28.21	2.76150	39.39	52.36	22.17	3.37280
46	39.39	50.74	21.03	3.19185	39.39	50.74	21.03	3.19185
47	39.39	49.12	20.00	2.98458	39.39	49.12	20.00	2.98458
48	39.39	47.50	18.54	3.47832	39.39	47.50	18.54	3.47832
49	41.06	71.80	42.35	1.52236	41.06	71.80	42.03	1.97808
50	41.06	70.18	40.79	1.49883	41.06	70.18	40.79	1.99689
51	41.06	68.56	39.24	1.49023	41.06	68.56	39.24	1.94980
52	41.06	66.94	38.06	1.71605	41.06	66.94	38.06	2.26296
53	41.06	65.32	36.53	1.73313	41.06	65.32	36.53	2.26441
54	41.06	63.70	35.38	1.92037	41.06	63.70	35.38	2.53695
55	41.06	62.08	33.88	1.97174	41.06	62.08	33.88	2.57561
56	41.06	60.46	32.80	2.03676	41.06	60.46	32.80	2.73154
57	41.06	58.84	31.34	2.07728	41.06	58.84	31.34	2.76051
58	41.06	57.22	30.38	2.21474	41.06	57.22	30.38	2.93952
59	41.06	55.60	28.98	2.27947	41.06	55.60	28.98	2.99788
60	41.06	53.98	28.15	2.40051	41.06	53.98	28.15	3.36287
61	41.06	52.36	27.42	2.50466	41.06	52.36	20.83	3.45240
62	41.06	50.74	26.80	2.58337	41.06	50.74	19.72	3.35804
63	41.06	49.12	24.95	2.77092	41.06	49.12	18.86	2.93965
64	41.06	47.50	18.28	2.46636	41.06	47.50	18.28	2.46636
65	42.73	71.80	42.13	1.47287	42.73	71.80	41.51	2.00208
66	42.73	70.18	40.57	1.45725	42.73	70.18	39.93	1.97810
67	42.73	68.56	39.01	1.44349	42.73	68.56	38.67	1.99866
68	42.73	66.94	37.45	1.41698	42.73	66.94	37.11	1.94970
69	42.73	65.32	35.91	1.48445	42.73	65.32	35.91	2.05684
70	42.73	63.70	34.37	1.55210	42.73	63.70	34.37	2.11156
71	42.73	62.08	33.24	1.72638	42.73	62.08	33.24	2.38277
72	42.73	60.46	31.73	1.76961	42.73	60.46	31.73	2.41592
73	42.73	58.84	30.70	1.90358	42.73	58.84	30.70	2.65491
74	42.73	57.22	29.23	1.94675	42.73	57.22	29.23	2.68961
75	42.73	55.60	27.79	2.06186	42.73	55.60	27.79	2.79538
76	42.73	53.98	26.91	2.15942	42.73	53.98	26.91	3.08978
77	42.73	52.36	25.53	2.24889	42.73	52.36	25.53	3.14835
78	42.73	50.74	24.77	2.34362	42.73	50.74	24.77	3.44900
79	42.73	49.12	17.32	2.41832	42.73	49.12	17.32	2.41832
80	42.73	47.50	15.70	2.51507	42.73	47.50	15.70	2.51507
81	44.40	71.80	41.90	1.45316	44.40	71.80	40.54	1.94805
82	44.40	70.18	40.34	1.43444	44.40	70.18	39.18	1.94008

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	44.40	68.56	38.78	1.40362	44.40	68.56	37.85	2.01004
84	44.40	66.94	37.22	1.38482	44.40	66.94	36.26	1.90690
85	44.40	65.32	35.67	1.36756	44.40	65.32	34.99	2.01048
86	44.40	63.70	34.13	1.41329	44.40	63.70	33.42	1.92467
87	44.40	62.08	32.21	1.40514	44.40	62.08	32.21	1.99268
88	44.40	60.46	30.67	1.37812	44.40	60.46	30.67	1.93117
89	44.40	58.84	29.55	1.54189	44.40	58.84	29.55	2.22369
90	44.40	57.22	28.04	1.57606	44.40	57.22	28.04	2.22148
91	44.40	55.60	27.02	1.78138	44.40	55.60	27.02	2.56505
92	44.40	53.98	25.57	1.84997	44.40	53.98	25.57	2.62768
93	44.40	52.36	24.68	2.03866	44.40	52.36	24.68	3.01632
94	44.40	50.74	23.30	2.10756	44.40	50.74	23.30	3.05862
95	44.40	49.12	23.23	2.27170	44.40	49.12	22.58	3.48557
96	44.40	47.50	15.48	2.21515	44.40	47.50	15.48	2.21515
97	46.07	71.80	41.68	1.45871	46.07	71.80	40.16	1.98905
98	46.07	70.18	40.11	1.42504	46.07	70.18	38.55	1.93220
99	46.07	68.56	38.55	1.40274	46.07	68.56	36.93	1.90188
100	46.07	66.94	36.99	1.38140	46.07	66.94	35.44	1.91092
101	46.07	65.32	35.44	1.34792	46.07	65.32	33.98	1.88911
102	46.07	63.70	33.89	1.32622	46.07	63.70	32.60	1.88536
103	46.07	62.08	31.98	1.35912	46.07	62.08	31.31	1.92838
104	46.07	60.46	30.43	1.34082	46.07	60.46	29.74	1.90366
105	46.07	58.84	28.90	1.32474	46.07	58.84	28.52	1.93623
106	46.07	57.22	27.37	1.31145	46.07	57.22	26.98	1.91218
107	46.07	55.60	25.85	1.28391	46.07	55.60	25.85	1.96605
108	46.07	53.98	24.81	1.61073	46.07	53.98	24.81	2.43815
109	46.07	52.36	23.35	1.64339	46.07	52.36	23.35	2.46910
110	46.07	50.74	22.45	1.88567	46.07	50.74	22.45	2.86053
111	46.07	49.12	21.07	1.98422	46.07	49.12	21.07	3.02633
112	46.07	47.50	20.35	2.17604	46.07	47.50	13.84	2.74427
113	47.74	71.80	41.78	1.42800	47.74	71.80	39.35	1.90911
114	47.74	70.18	39.89	1.44311	47.74	70.18	37.74	1.88197
115	47.74	68.56	38.32	1.40830	47.74	68.56	36.76	2.03933
116	47.74	66.94	36.76	1.38292	47.74	66.94	35.15	1.97492
117	47.74	65.32	35.21	1.35823	47.74	65.32	33.54	1.93503
118	47.74	63.70	33.66	1.33432	47.74	63.70	31.93	1.90712
119	47.74	62.08	32.11	1.32140	47.74	62.08	30.33	1.88013
120	47.74	60.46	30.20	1.32797	47.74	60.46	29.14	1.92301
121	47.74	58.84	28.66	1.29186	47.74	58.84	27.54	1.84599
122	47.74	57.22	27.13	1.26999	47.74	57.22	26.17	1.87443
123	47.74	55.60	25.61	1.25015	47.74	55.60	24.87	1.93469
124	47.74	53.98	23.67	1.26478	47.74	53.98	23.67	1.98627

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	47.74	52.36	22.16	1.25338	47.74	52.36	22.16	1.96958
126	47.74	50.74	21.13	1.50486	47.74	50.74	21.13	2.38358
127	47.74	49.12	19.68	1.61257	47.74	49.12	19.68	2.49485
128	47.74	47.50	18.83	1.85062	47.74	47.50	18.83	2.95376
129	49.41	71.80	41.55	1.43097	49.41	71.80	38.88	1.96902
130	49.41	70.18	39.99	1.40413	49.41	70.18	37.27	1.94444
131	49.41	68.56	38.09	1.46144	49.41	68.56	35.66	1.92117
132	49.41	66.94	36.53	1.43542	49.41	66.94	34.71	2.05851
133	49.41	65.32	34.97	1.39764	49.41	65.32	33.11	2.03574
134	49.41	63.70	33.42	1.37033	49.41	63.70	31.51	2.01447
135	49.41	62.08	31.88	1.34359	49.41	62.08	29.91	1.95543
136	49.41	60.46	30.34	1.31754	49.41	60.46	28.31	1.93141
137	49.41	58.84	28.46	1.30379	49.41	58.84	26.72	1.90926
138	49.41	57.22	26.92	1.27873	49.41	57.22	25.86	2.02459
139	49.41	55.60	25.40	1.24187	49.41	55.60	24.29	2.00332
140	49.41	53.98	23.89	1.21773	49.41	53.98	22.72	1.98422
141	49.41	52.36	22.02	1.22361	49.41	52.36	21.16	1.96826
142	49.41	50.74	20.52	1.20746	49.41	50.74	20.16	2.04377
143	49.41	49.12	19.03	1.19649	49.41	49.12	18.65	2.03657
144	49.41	47.50	17.57	1.40948	49.41	47.50	17.57	2.38898
145	51.08	71.80	41.37	1.45637	51.08	71.80	38.43	1.99989
146	51.08	70.18	39.80	1.41941	51.08	70.18	36.82	1.97725
147	51.08	68.56	37.98	1.42410	51.08	68.56	35.22	1.92513
148	51.08	66.94	36.42	1.39504	51.08	66.94	33.61	1.90030
149	51.08	65.32	34.86	1.36623	51.08	65.32	32.01	1.87705
150	51.08	63.70	33.30	1.33768	51.08	63.70	31.10	2.10263
151	51.08	62.08	31.75	1.29754	51.08	62.08	29.51	2.04467
152	51.08	60.46	29.92	1.30250	51.08	60.46	27.92	2.02780
153	51.08	58.84	28.37	1.27247	51.08	58.84	26.33	2.01378
154	51.08	57.22	26.83	1.24291	51.08	57.22	24.76	2.00328
155	51.08	55.60	25.30	1.21398	51.08	55.60	23.18	1.94556
156	51.08	53.98	23.21	1.24901	51.08	53.98	21.61	1.93677
157	51.08	52.36	21.69	1.22334	51.08	52.36	20.86	2.11945
158	51.08	50.74	20.18	1.20047	51.08	50.74	19.33	2.12276
159	51.08	49.12	18.69	1.18186	51.08	49.12	17.82	2.13645
160	51.08	47.50	17.22	1.17006	51.08	47.50	16.33	2.11091
161	52.75	71.80	41.29	1.54421	52.75	71.80	37.99	2.06900
162	52.75	70.18	39.24	1.54720	52.75	70.18	36.39	2.04874
163	52.75	68.56	37.67	1.50583	52.75	68.56	34.79	1.99623
164	52.75	66.94	36.10	1.47701	52.75	66.94	33.19	1.97425
165	52.75	65.32	34.54	1.44845	52.75	65.32	31.59	1.95440
166	52.75	63.70	32.98	1.40601	52.75	63.70	30.00	1.89929

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	52.75	62.08	31.43	1.37566	52.75	62.08	29.13	2.13406
168	52.75	60.46	29.89	1.34557	52.75	60.46	27.55	2.12519
169	52.75	58.84	28.35	1.31579	52.75	58.84	25.98	2.12058
170	52.75	57.22	26.00	1.41291	52.75	57.22	24.41	2.06619
171	52.75	55.60	24.47	1.38488	52.75	55.60	22.85	2.06341
172	52.75	53.98	22.95	1.33017	52.75	53.98	21.30	2.06737
173	52.75	52.36	21.45	1.29931	52.75	52.36	19.76	2.08014
174	52.75	50.74	19.97	1.27510	52.75	50.74	18.23	2.10484
175	52.75	49.12	18.51	1.25443	52.75	49.12	16.73	2.14625
176	52.75	47.50	17.07	1.17355	52.75	47.50	15.24	2.21205
177	54.42	71.80	40.46	1.71112	54.42	71.80	37.57	2.14660
178	54.42	70.18	38.90	1.66877	54.42	70.18	35.97	2.12865
179	54.42	68.56	37.33	1.64132	54.42	68.56	34.38	2.07491
180	54.42	66.94	35.77	1.60843	54.42	66.94	32.78	2.05579
181	54.42	65.32	34.22	1.56419	54.42	65.32	31.19	2.03947
182	54.42	63.70	32.67	1.48580	54.42	63.70	29.61	1.98291
183	54.42	62.08	31.14	1.45657	54.42	62.08	28.02	1.96578
184	54.42	60.46	29.61	1.41258	54.42	60.46	26.44	1.95222
185	54.42	58.84	28.09	1.37822	54.42	58.84	24.87	1.89558
186	54.42	57.22	26.58	1.34756	54.42	57.22	23.31	1.88276
187	54.42	55.60	25.08	1.43518	54.42	55.60	21.75	1.87540
188	54.42	53.98	22.72	1.47900	54.42	53.98	21.01	2.24231
189	54.42	52.36	21.25	1.37531	54.42	52.36	19.50	2.20538
190	54.42	50.74	19.79	1.33767	54.42	50.74	18.00	2.24245
191	54.42	49.12	18.36	1.25632	54.42	49.12	16.52	2.29967
192	54.42	47.50	16.97	1.36926	54.42	47.50	21.63	2.39712
193	56.09	71.80	40.91	1.57139	56.09	71.80	37.88	2.38720
194	56.09	70.18	39.36	1.67125	56.09	70.18	35.57	2.22331
195	56.09	68.56	37.81	1.78523	56.09	68.56	33.98	2.16713
196	56.09	66.94	35.46	1.77792	56.09	66.94	32.40	2.15092
197	56.09	65.32	33.92	1.75229	56.09	65.32	30.82	2.09557
198	56.09	63.70	32.39	1.65914	56.09	63.70	29.24	2.07904
199	56.09	62.08	30.87	1.61296	56.09	62.08	27.67	2.06659
200	56.09	60.46	29.35	1.51107	56.09	60.46	26.10	2.01044
201	56.09	58.84	27.85	1.46834	56.09	58.84	24.54	1.99921
202	56.09	57.22	26.36	1.42410	56.09	57.22	22.99	1.99396
203	56.09	55.60	24.89	1.55054	56.09	55.60	21.45	1.94366
204	56.09	53.98	22.53	1.60201	56.09	53.98	19.92	1.94457
205	56.09	52.36	21.08	1.49859	56.09	52.36	18.40	1.95651
206	56.09	50.74	19.65	1.48123	56.09	50.74	16.91	1.98359
207	56.09	49.12	18.26	1.38156	56.09	49.12	15.44	2.03218
208	56.09	47.50	16.91	1.54500	56.09	47.50	14.01	2.15584

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	57.76	71.80	40.60	1.76530	57.76	71.80	37.51	2.49315
210	57.76	70.18	39.06	1.72459	57.76	70.18	35.93	2.44120
211	57.76	68.56	37.53	1.61294	57.76	68.56	34.36	2.43374
212	57.76	66.94	36.00	1.78645	57.76	66.94	32.79	2.38323
213	57.76	65.32	34.49	1.85974	57.76	65.32	31.23	2.37717
214	57.76	63.70	32.13	1.88486	57.76	63.70	29.67	2.37691
215	57.76	62.08	30.62	1.83535	57.76	62.08	27.33	2.13969
216	57.76	60.46	29.12	1.71135	57.76	60.46	25.78	2.12875
217	57.76	58.84	27.64	1.58776	57.76	58.84	24.23	2.12434
218	57.76	57.22	26.17	1.54022	57.76	57.22	22.70	2.07042
219	57.76	55.60	24.72	1.70886	57.76	55.60	21.18	2.07197
220	57.76	53.98	23.30	1.79367	57.76	53.98	19.67	2.08486
221	57.76	52.36	20.94	1.67349	57.76	52.36	18.19	2.11303
222	57.76	50.74	19.56	1.54071	57.76	50.74	16.73	2.08314
223	57.76	49.12	18.21	1.49815	57.76	49.12	15.30	2.14148
224	57.76	47.50	15.89	1.79482	57.76	47.50	13.91	2.23693
225	59.43	71.80	40.31	2.00312	59.43	71.80	37.15	2.62757
226	59.43	70.18	38.79	1.95914	59.43	70.18	35.58	2.57114
227	59.43	68.56	37.26	1.83867	59.43	68.56	34.02	2.56837
228	59.43	66.94	35.75	1.79602	59.43	66.94	32.47	2.51303
229	59.43	65.32	34.25	1.90981	59.43	65.32	30.92	2.51275
230	59.43	63.70	32.76	2.05653	59.43	63.70	29.37	2.46045
231	59.43	62.08	31.28	2.05409	59.43	62.08	27.84	2.46416
232	59.43	60.46	28.92	1.99166	59.43	60.46	26.32	2.47702
233	59.43	58.84	27.45	1.85993	59.43	58.84	23.96	2.23016
234	59.43	57.22	26.01	1.70311	59.43	57.22	22.44	2.22782
235	59.43	55.60	24.59	1.83157	59.43	55.60	20.94	2.23761
236	59.43	53.98	23.19	1.97499	59.43	53.98	19.47	2.19066
237	59.43	52.36	20.85	1.87342	59.43	52.36	18.01	2.22116
238	59.43	50.74	19.50	1.70675	59.43	50.74	16.59	2.27616
239	59.43	49.12	18.19	1.95639	59.43	49.12	15.20	2.36647
240	59.43	47.50	15.90	1.95472	59.43	47.50	12.87	2.04470
241	61.10	71.80	40.04	2.47265	61.10	71.80	37.60	2.88235
242	61.10	70.18	38.53	2.28013	61.10	70.18	36.05	2.89088
243	61.10	68.56	37.02	2.13324	61.10	68.56	34.51	2.83956
244	61.10	66.94	35.52	2.00401	61.10	66.94	32.16	2.69373
245	61.10	65.32	34.03	1.95255	61.10	65.32	30.62	2.63525
246	61.10	63.70	32.56	2.10294	61.10	63.70	29.10	2.63607
247	61.10	62.08	31.10	2.25347	61.10	62.08	27.58	2.64627
248	61.10	60.46	28.74	2.31730	61.10	60.46	26.07	2.59119
249	61.10	58.84	27.30	2.04163	61.10	58.84	24.58	2.61381
250	61.10	57.22	25.88	1.90875	61.10	57.22	23.11	2.57132

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	61.10	55.60	24.48	2.04308	61.10	55.60	21.66	2.60967
252	61.10	53.98	23.12	2.33565	61.10	53.98	20.23	2.67059
253	61.10	52.36	20.79	2.07448	61.10	52.36	17.88	2.38547
254	61.10	50.74	19.48	1.86805	61.10	50.74	16.49	2.43987
255	61.10	49.12	18.22	2.29755	61.10	49.12	15.16	2.53662
256	61.10	47.50	15.97	2.04420	61.10	47.50	13.88	2.70074

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 탑리제4교 A1
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/cm²)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	매립층(점토)	1.75	1.85	3.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
4	점토	1.75	1.85	3.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
5	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
6	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
7	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	35.70	2	17.80	35.60
3	19.50	34.20	4	21.40	34.20
5	23.50	35.50	6	29.50	35.40
7	30.60	35.00	8	41.40	41.00
9	42.40	41.00	10	42.40	42.00
11	43.90	42.00	12	43.90	45.20
13	44.40	45.20	14	78.80	45.00
15	42.40	38.90	16	40.00	38.90
17	40.00	37.10	18	47.80	37.10
19	47.80	38.90	20	44.40	38.90
21	31.00	34.90	22	78.80	34.90
23	0.00	35.20	24	5.20	35.20
25	43.90	31.80	26	73.90	32.70
27	78.80	33.40	28	0.00	33.10
29	5.20	32.70	30	43.90	30.50

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

31	0.00	32.70	32	43.90	29.80
33	73.90	30.60	34	78.80	31.10
35	0.00	31.30	36	13.90	31.20
37	43.90	29.30	38	73.90	28.80
39	78.80	28.90	40	0.00	0.00

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	33.80	2	78.80	33.80

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	40.80	37.10	9.00	0.61	0.61	2	3
2	42.35	37.10	9.00	0.61	0.61	2	3
3	43.90	37.10	9.00	0.61	0.61	2	3
4	45.45	37.10	9.00	0.61	0.61	2	3
5	47.00	37.10	9.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	23.52	70.62	41.67	6.88143	23.52	70.62	41.67	7.88469
2	23.52	69.12	40.42	7.20067	23.52	69.12	40.42	8.20928
3	23.52	67.62	39.19	7.55261	23.52	67.62	39.19	8.58528
4	23.52	66.12	37.98	7.74408	23.52	66.12	37.98	8.77258
5	23.52	64.62	36.79	8.27156	23.52	64.62	36.79	9.32584
6	23.52	63.12	35.62	8.75424	23.52	63.12	35.62	9.83921
7	23.52	61.62	27.68	7.58244	23.52	61.62	27.68	7.58244
8	23.52	60.12	26.81	8.65185	23.52	60.12	26.81	8.65185
9	23.52	58.62	25.79	7.54740	23.52	58.62	25.79	7.54740
10	23.52	57.12	24.85	6.57661	23.52	57.12	24.85	6.57661
11	23.52	55.62	23.99	5.94981	23.52	55.62	23.99	5.94981
12	23.52	54.12	23.22	6.48149	23.52	54.12	23.22	6.48149
13	23.52	52.62	21.55	7.67975	23.52	52.62	21.55	7.67975
14	23.52	51.12	20.39	8.52613	23.52	51.12	20.39	8.52613
15	23.52	49.62	18.75	10.84821	23.52	49.62	18.75	10.84821
16	23.52	48.12	14.43	14.09286	23.52	48.12	14.43	14.09286
17	25.11	70.62	40.46	4.60202	25.11	70.62	40.46	5.40773
18	25.11	69.12	39.58	5.73408	25.11	69.12	39.58	6.74058
19	25.11	67.62	38.32	5.89166	25.11	67.62	38.32	6.89240
20	25.11	66.12	37.08	6.36763	25.11	66.12	37.08	7.40250
21	25.11	64.62	35.86	6.67331	25.11	64.62	35.86	7.70312
22	25.11	63.12	34.66	7.04405	25.11	63.12	34.66	8.09955
23	25.11	61.62	33.48	7.62434	25.11	61.62	33.48	8.71023
24	25.11	60.12	25.69	7.08510	25.11	60.12	25.69	7.08510
25	25.11	58.62	31.22	8.45359	25.11	58.62	31.22	9.57478
26	25.11	57.12	23.55	5.09821	25.11	57.12	23.55	5.09821
27	25.11	55.62	22.09	5.63081	25.11	55.62	22.09	5.63081
28	25.11	54.12	21.49	5.62833	25.11	54.12	21.49	5.62833
29	25.11	52.62	21.09	4.66547	25.11	52.62	21.09	4.66547
30	25.11	51.12	19.91	5.21829	25.11	51.12	19.91	5.21829
31	25.11	49.62	18.76	5.77798	25.11	49.62	18.76	5.77798
32	25.11	48.12	17.13	6.73811	25.11	48.12	17.13	6.73811
33	26.70	70.62	39.71	2.00797	26.70	70.62	39.71	2.80316
34	26.70	69.12	38.39	2.08247	26.70	69.12	38.39	2.89433
35	26.70	67.62	37.09	2.11816	26.70	67.62	37.09	2.92263
36	26.70	66.12	35.81	3.39852	26.70	66.12	35.81	4.22057
37	26.70	64.62	34.97	5.04079	26.70	64.62	34.97	6.06862
38	26.70	63.12	33.74	5.51840	26.70	63.12	33.74	6.55028
39	26.70	61.62	32.53	5.97721	26.70	61.62	32.53	7.03469
40	26.70	60.12	31.35	6.29717	26.70	60.12	31.35	7.38463

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	26.70	58.62	30.19	6.69007	26.70	58.62	30.19	7.77011
42	26.70	57.12	29.07	7.30270	26.70	57.12	29.07	8.41430
43	26.70	55.62	29.10	8.02223	26.70	55.62	33.31	9.30722
44	26.70	54.12	20.05	5.55149	26.70	54.12	20.05	5.55149
45	26.70	52.62	19.71	3.54427	26.70	52.62	19.71	3.54427
46	26.70	51.12	18.31	3.74908	26.70	51.12	18.31	3.74908
47	26.70	49.62	18.27	3.77848	26.70	49.62	18.27	3.77848
48	26.70	48.12	16.62	4.01948	26.70	48.12	16.62	4.01948
49	28.29	70.62	39.01	1.66873	28.29	70.62	39.01	2.43031
50	28.29	69.12	37.67	1.69204	28.29	69.12	37.67	2.52327
51	28.29	67.62	36.34	1.73471	28.29	67.62	36.34	2.55817
52	28.29	66.12	35.03	1.77204	28.29	66.12	35.03	2.61103
53	28.29	64.62	33.73	1.86786	28.29	64.62	33.73	2.72481
54	28.29	63.12	32.45	1.92938	28.29	63.12	32.45	2.77749
55	28.29	61.62	31.63	3.93494	28.29	61.62	31.63	4.97041
56	28.29	60.12	30.41	4.51346	28.29	60.12	30.41	5.57430
57	28.29	58.62	29.22	5.10593	28.29	58.62	29.22	6.19631
58	28.29	57.12	28.05	5.44815	28.29	57.12	28.05	6.53049
59	28.29	55.62	26.92	6.15517	28.29	55.62	26.92	7.26708
60	28.29	54.12	25.83	6.79389	28.29	54.12	25.83	8.01070
61	28.29	52.62	18.35	4.56541	28.29	52.62	18.35	4.56541
62	28.29	51.12	16.92	5.01760	28.29	51.12	16.92	5.01760
63	28.29	49.62	16.25	3.74044	28.29	49.62	16.25	3.74044
64	28.29	48.12	15.96	2.82371	28.29	48.12	15.96	2.82371
65	29.88	70.62	39.02	1.55326	29.88	70.62	38.05	2.28408
66	29.88	69.12	37.68	1.53601	29.88	69.12	36.67	2.24652
67	29.88	67.62	35.99	1.55639	29.88	67.62	35.64	2.34571
68	29.88	66.12	34.67	1.54222	29.88	66.12	34.30	2.34354
69	29.88	64.62	32.97	1.55453	29.88	64.62	32.97	2.40288
70	29.88	63.12	31.66	1.54480	29.88	63.12	31.66	2.41143
71	29.88	61.62	30.37	1.60460	29.88	61.62	30.37	2.46062
72	29.88	60.12	29.10	1.65832	29.88	60.12	29.10	2.53297
73	29.88	58.62	28.29	1.90760	29.88	58.62	28.29	2.97386
74	29.88	57.12	27.09	3.31557	29.88	57.12	27.09	4.41076
75	29.88	55.62	25.91	4.23555	29.88	55.62	25.91	5.36450
76	29.88	54.12	24.77	4.62692	29.88	54.12	24.77	5.74094
77	29.88	52.62	23.68	5.52607	29.88	52.62	23.68	6.73187
78	29.88	51.12	16.13	4.05843	29.88	51.12	16.13	4.05843
79	29.88	49.62	15.44	3.73063	29.88	49.62	15.44	3.73063
80	29.88	48.12	14.08	3.91676	29.88	48.12	14.08	3.91676
81	31.47	70.62	38.27	1.45940	31.47	70.62	37.82	2.25609
82	31.47	69.12	37.70	1.43944	31.47	69.12	36.38	2.23749

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	31.47	67.62	35.43	1.42075	31.47	67.62	34.94	2.23621
84	31.47	66.12	34.02	1.40296	31.47	66.12	33.51	2.15699
85	31.47	64.62	32.62	1.37447	31.47	64.62	32.08	2.13955
86	31.47	63.12	31.22	1.35766	31.47	63.12	30.66	2.12392
87	31.47	61.62	29.84	1.34258	31.47	61.62	29.54	2.17450
88	31.47	60.12	28.47	1.32965	31.47	60.12	28.47	2.26943
89	31.47	58.62	27.11	1.31938	31.47	58.62	27.11	2.26479
90	31.47	57.12	25.77	1.33914	31.47	57.12	25.77	2.29089
91	31.47	55.62	24.96	1.64224	31.47	55.62	24.96	2.74486
92	31.47	54.12	23.78	1.79362	31.47	54.12	23.78	2.92833
93	31.47	52.62	22.63	2.99442	31.47	52.62	22.63	4.11348
94	31.47	51.12	21.52	3.97345	31.47	51.12	21.52	5.18327
95	31.47	49.62	21.05	5.53968	31.47	49.62	21.05	6.89744
96	31.47	48.12	13.07	2.49842	31.47	48.12	13.07	2.49842
97	33.06	70.62	39.40	1.33271	33.06	70.62	36.96	2.25545
98	33.06	69.12	37.39	1.31199	33.06	69.12	35.52	2.20786
99	33.06	67.62	35.99	1.28858	33.06	67.62	34.09	2.19247
100	33.06	66.12	34.60	1.26571	33.06	66.12	32.66	2.17890
101	33.06	64.62	33.22	1.23623	33.06	64.62	31.24	2.16746
102	33.06	63.12	31.86	1.21357	33.06	63.12	30.56	2.33585
103	33.06	61.62	30.16	1.22872	33.06	61.62	29.16	2.32601
104	33.06	60.12	28.81	1.20031	33.06	60.12	27.78	2.31880
105	33.06	58.62	27.11	1.22171	33.06	58.62	26.41	2.31477
106	33.06	57.12	25.77	1.20579	33.06	57.12	25.05	2.31468
107	33.06	55.62	24.45	1.24614	33.06	55.62	23.71	2.31948
108	33.06	54.12	23.14	1.34177	33.06	54.12	23.14	2.51698
109	33.06	52.62	21.87	1.42069	33.06	52.62	21.87	2.57015
110	33.06	51.12	20.62	1.57477	33.06	51.12	20.62	2.79264
111	33.06	49.62	19.41	1.73642	33.06	49.62	19.41	3.04981
112	33.06	48.12	11.73	2.95741	33.06	48.12	11.73	2.95741
113	34.65	70.62	39.37	1.19504	34.65	70.62	36.04	2.13298
114	34.65	69.12	37.99	1.16538	34.65	69.12	34.58	2.11481
115	34.65	67.62	36.30	1.17717	34.65	67.62	33.30	2.09612
116	34.65	66.12	34.92	1.15159	34.65	66.12	31.86	2.07845
117	34.65	64.62	33.23	1.16550	34.65	64.62	30.64	2.14966
118	34.65	63.12	31.86	1.14024	34.65	63.12	29.21	2.12920
119	34.65	61.62	30.51	1.11558	34.65	61.62	27.80	2.11855
120	34.65	60.12	28.44	1.20571	34.65	60.12	26.67	2.22617
121	34.65	58.62	27.11	1.18307	34.65	58.62	25.29	2.17889
122	34.65	57.12	25.79	1.16184	34.65	57.12	23.93	2.17770
123	34.65	55.62	24.49	1.13486	34.65	55.62	22.94	2.34670
124	34.65	54.12	22.38	1.22240	34.65	54.12	21.63	2.38524

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	34.65	52.62	21.12	1.19956	34.65	52.62	20.36	2.34649
126	34.65	51.12	19.90	1.19208	34.65	51.12	19.90	2.54038
127	34.65	49.62	18.71	1.35968	34.65	49.62	18.71	2.75134
128	34.65	48.12	17.57	1.54618	34.65	48.12	17.57	3.03440
129	36.24	70.62	39.37	1.15240	36.24	70.62	35.42	2.03499
130	36.24	69.12	37.99	1.12599	36.24	69.12	34.49	2.15691
131	36.24	67.62	36.62	1.15041	36.24	67.62	33.01	2.11584
132	36.24	66.12	34.55	1.16532	36.24	66.12	31.53	2.09219
133	36.24	64.62	33.19	1.13418	36.24	64.62	30.06	2.03630
134	36.24	63.12	31.84	1.10713	36.24	63.12	28.58	2.01043
135	36.24	61.62	30.50	1.08061	36.24	61.62	27.11	1.94962
136	36.24	60.12	29.18	1.14950	36.24	60.12	25.71	2.04328
137	36.24	58.62	27.06	1.12852	36.24	58.62	24.50	2.11768
138	36.24	57.12	25.77	1.10353	36.24	57.12	23.08	2.06449
139	36.24	55.62	24.50	1.07407	36.24	55.62	21.97	2.17705
140	36.24	54.12	22.48	1.16168	36.24	54.12	20.60	2.17992
141	36.24	52.62	21.26	1.14200	36.24	52.62	19.60	2.38928
142	36.24	51.12	20.07	1.12591	36.24	51.12	18.30	2.41440
143	36.24	49.62	18.42	1.14793	36.24	49.62	17.04	2.45177
144	36.24	48.12	16.78	1.18926	36.24	48.12	16.28	2.54659
145	37.83	70.62	39.31	1.14648	37.83	70.62	35.11	2.08923
146	37.83	69.12	37.94	1.11640	37.83	69.12	33.63	2.06874
147	37.83	67.62	36.58	1.08950	37.83	67.62	32.15	2.01847
148	37.83	66.12	35.23	1.16954	37.83	66.12	30.67	2.03580
149	37.83	64.62	33.10	1.11988	37.83	64.62	29.78	2.20589
150	37.83	63.12	31.77	1.08795	37.83	63.12	28.32	2.18286
151	37.83	61.62	30.46	1.06022	37.83	61.62	26.86	2.17023
152	37.83	60.12	29.16	1.03318	37.83	60.12	25.40	2.08565
153	37.83	58.62	27.13	1.09159	37.83	58.62	23.95	2.06987
154	37.83	57.12	25.86	1.06003	37.83	57.12	22.51	2.02300
155	37.83	55.62	24.62	1.03377	37.83	55.62	21.08	2.01202
156	37.83	54.12	22.95	1.04485	37.83	54.12	20.33	2.22868
157	37.83	52.62	21.29	1.05523	37.83	52.62	18.93	2.22565
158	37.83	51.12	20.10	1.03373	37.83	51.12	17.55	2.25933
159	37.83	49.62	18.45	1.05940	37.83	49.62	16.19	2.27377
160	37.83	48.12	16.81	1.10094	37.83	48.12	14.85	2.44216
161	39.42	70.62	39.20	1.14596	39.42	70.62	34.81	2.16081
162	39.42	69.12	37.84	1.11576	39.42	69.12	33.34	2.14188
163	39.42	67.62	36.50	1.08825	39.42	67.62	31.87	2.12443
164	39.42	66.12	35.17	1.06115	39.42	66.12	30.40	2.10866
165	39.42	64.62	33.12	1.11007	39.42	64.62	28.93	2.05979
166	39.42	63.12	31.81	1.07780	39.42	63.12	27.47	2.04395

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	39.42	61.62	30.52	1.04973	39.42	61.62	26.01	2.03052
168	39.42	60.12	29.24	1.02243	39.42	60.12	24.56	2.06112
169	39.42	58.62	27.57	1.02085	39.42	58.62	23.12	2.05666
170	39.42	57.12	25.89	1.02080	39.42	57.12	21.68	2.05730
171	39.42	55.62	24.65	0.99334	39.42	55.62	20.92	2.25166
172	39.42	54.12	22.98	0.99839	39.42	54.12	19.51	2.20629
173	39.42	52.62	21.78	0.97325	39.42	52.62	18.12	2.30659
174	39.42	51.12	20.13	0.97757	39.42	51.12	16.76	2.33475
175	39.42	49.62	18.48	0.99161	39.42	49.62	15.41	2.40810
176	39.42	48.12	16.84	1.01057	39.42	48.12	14.10	2.46394
177	41.01	70.62	39.89	1.18914	41.01	70.62	34.54	2.26669
178	41.01	69.12	37.84	1.12082	41.01	69.12	33.07	2.25322
179	41.01	67.62	36.52	1.09321	41.01	67.62	31.61	2.20581
180	41.01	66.12	35.21	1.06609	41.01	66.12	30.15	2.19247
181	41.01	64.62	33.52	1.06357	41.01	64.62	28.69	2.18177
182	41.01	63.12	32.23	1.03616	41.01	63.12	27.24	2.17419
183	41.01	61.62	30.55	1.03311	41.01	61.62	25.80	2.12849
184	41.01	60.12	29.27	1.00553	41.01	60.12	24.36	2.12370
185	41.01	58.62	27.60	1.00226	41.01	58.62	22.93	2.12394
186	41.01	57.12	26.35	0.97484	41.01	57.12	21.51	2.13056
187	41.01	55.62	24.68	0.97214	41.01	55.62	20.10	2.23242
188	41.01	54.12	23.01	0.97427	41.01	54.12	18.71	2.26557
189	41.01	52.62	21.81	0.94555	41.01	52.62	17.33	2.35894
190	41.01	51.12	20.16	0.94871	41.01	51.12	15.97	2.43368
191	41.01	49.62	18.15	0.93276	41.01	49.62	14.65	2.53932
192	41.01	48.12	16.98	0.91092	41.01	48.12	13.36	2.55865
193	42.60	70.62	39.91	1.09471	42.60	70.62	34.29	2.35182
194	42.60	69.12	38.23	1.09251	42.60	69.12	32.83	2.33959
195	42.60	67.62	36.92	1.06356	42.60	67.62	31.38	2.33022
196	42.60	66.12	35.24	1.06337	42.60	66.12	29.93	2.28498
197	42.60	64.62	33.94	1.03368	42.60	64.62	28.48	2.27720
198	42.60	63.12	32.26	1.03322	42.60	63.12	27.05	2.27348
199	42.60	61.62	30.58	1.02988	42.60	61.62	25.62	2.27463
200	42.60	60.12	29.30	1.00230	42.60	60.12	24.19	2.23515
201	42.60	58.62	27.63	0.99866	42.60	58.62	22.78	2.24275
202	42.60	57.12	26.38	0.97119	42.60	57.12	20.69	2.01712
203	42.60	55.62	24.71	0.96799	42.60	55.62	19.29	2.02583
204	42.60	54.12	23.04	0.96970	42.60	54.12	17.91	2.04600
205	42.60	52.62	21.50	0.92072	42.60	52.62	16.54	2.08186
206	42.60	51.12	20.31	0.89500	42.60	51.12	15.20	2.13970
207	42.60	49.62	18.77	0.89677	42.60	49.62	13.89	2.22922
208	42.60	48.12	16.79	0.96539	42.60	48.12	12.63	2.46890

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	44.19	70.62	39.94	1.10176	44.19	70.62	34.06	2.48673
210	44.19	69.12	38.26	1.10006	44.19	69.12	32.61	2.44039
211	44.19	67.62	36.95	1.07100	44.19	67.62	31.17	2.43253
212	44.19	66.12	35.27	1.07164	44.19	66.12	29.73	2.42874
213	44.19	64.62	33.97	1.04182	44.19	64.62	28.30	2.38542
214	44.19	63.12	32.29	1.03945	44.19	63.12	26.88	2.38532
215	44.19	61.62	31.01	1.01206	44.19	61.62	24.79	2.18568
216	44.19	60.12	29.33	1.00955	44.19	60.12	23.37	2.18356
217	44.19	58.62	27.66	1.00964	44.19	58.62	21.97	2.14157
218	44.19	57.12	26.41	0.98249	44.19	57.12	20.58	2.14838
219	44.19	55.62	24.87	0.93641	44.19	55.62	19.20	2.16620
220	44.19	54.12	23.32	0.93413	44.19	54.12	17.85	2.19871
221	44.19	52.62	21.29	0.98538	44.19	52.62	16.52	2.25122
222	44.19	51.12	20.10	0.96164	44.19	51.12	15.22	2.33162
223	44.19	49.62	18.96	0.94159	44.19	49.62	13.16	2.09110
224	44.19	48.12	17.01	0.95632	44.19	48.12	11.93	2.22179
225	45.78	70.62	39.62	1.14430	45.78	70.62	33.85	2.60925
226	45.78	69.12	38.29	1.11804	45.78	69.12	32.42	2.60303
227	45.78	67.62	36.61	1.11785	45.78	67.62	30.98	2.55598
228	45.78	66.12	35.30	1.08822	45.78	66.12	29.56	2.55425
229	45.78	64.62	33.61	1.09074	45.78	64.62	28.15	2.55839
230	45.78	63.12	32.32	1.06053	45.78	63.12	26.74	2.51654
231	45.78	61.62	30.52	1.04621	45.78	61.62	25.34	2.52742
232	45.78	60.12	29.22	1.01881	45.78	60.12	23.25	2.34364
233	45.78	58.62	27.15	1.06832	45.78	58.62	21.87	2.35092
234	45.78	57.12	25.89	1.03662	45.78	57.12	20.50	2.31020
235	45.78	55.62	24.65	1.01029	45.78	55.62	19.16	2.33321
236	45.78	54.12	23.44	0.98583	45.78	54.12	17.84	2.37832
237	45.78	52.62	21.43	1.05124	45.78	52.62	16.54	2.44964
238	45.78	51.12	20.29	0.98360	45.78	51.12	14.49	2.24224
239	45.78	49.62	18.33	1.05148	45.78	49.62	13.26	2.34378
240	45.78	48.12	17.28	1.04497	45.78	48.12	12.09	2.50728
241	47.37	70.62	39.65	1.17309	47.37	70.62	39.65	2.86840
242	47.37	69.12	37.89	1.16059	47.37	69.12	37.89	2.84052
243	47.37	67.62	36.55	1.13381	47.37	67.62	36.55	2.83791
244	47.37	66.12	35.22	1.10752	47.37	66.12	29.42	2.72526
245	47.37	64.62	33.14	1.15499	47.37	64.62	28.02	2.72936
246	47.37	63.12	31.84	1.12749	47.37	63.12	26.63	2.74301
247	47.37	61.62	30.54	1.10084	47.37	61.62	25.26	2.69882
248	47.37	60.12	29.27	1.07518	47.37	60.12	23.89	2.72281
249	47.37	58.62	27.22	1.13089	47.37	58.62	22.55	2.76265
250	47.37	57.12	25.98	1.10614	47.37	57.12	21.23	2.74321

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	47.37	55.62	24.78	1.08361	47.37	55.62	19.15	2.55904
252	47.37	54.12	22.76	1.11097	47.37	54.12	17.87	2.61562
253	47.37	52.62	21.62	1.07962	47.37	52.62	16.62	2.70427
254	47.37	51.12	19.65	1.17347	47.37	51.12	15.42	2.73656
255	47.37	49.62	18.59	1.11406	47.37	49.62	13.42	2.57414
256	47.37	48.12	16.71	1.21290	47.37	48.12	12.32	2.76057

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 탑리제4교 A2
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	자갈층	1.90	2.00	0.00	32.00	0.00	4000.00	4000.00	0.0	0.0
4	점토층	1.75	1.85	3.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
5	풍화토층	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
6	풍화암층	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
7	연암층	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	32.63	2	31.73	32.63
3	33.23	33.18	4	39.23	33.21
5	41.33	31.97	6	43.26	31.93
7	44.97	33.38	8	46.42	33.38
9	56.40	38.92	10	57.40	38.92
11	57.40	39.92	12	58.90	39.92
13	58.90	43.09	14	59.40	43.09
15	107.80	43.09	16	57.40	36.80
17	55.00	36.80	18	55.00	35.00
19	62.80	35.00	20	62.80	36.80
21	59.40	36.80	22	68.87	33.42
23	78.15	33.50	24	83.38	34.32
25	85.19	34.41	26	88.87	34.12
27	107.80	34.02	28	0.00	30.10
29	18.87	29.51	30	57.57	32.99

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

31	88.87	33.11	32	107.80	33.84
33	0.00	29.61	34	18.87	28.21
35	48.87	30.09	36	57.57	30.49
37	68.87	31.23	38	88.87	31.93
39	0.00	28.02	40	18.87	27.51
41	48.87	29.57	42	107.80	29.85
43	0.00	26.72	44	18.87	27.01
45	48.87	28.97	46	107.80	28.54

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	31.80	2	107.80	31.80

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	55.80	35.00	6.50	0.61	0.61	2	3
2	57.35	35.00	6.50	0.61	0.61	2	3
3	58.90	35.00	6.50	0.61	0.61	2	3
4	60.45	35.00	6.50	0.61	0.61	2	3
5	62.00	35.00	6.50	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	37.04	74.22	46.88	5.84772	37.04	74.22	46.88	6.61689
2	37.04	72.45	45.32	6.10706	37.04	72.45	45.32	6.85937
3	37.04	70.68	43.77	6.38194	37.04	70.68	43.77	7.11906
4	37.04	68.91	43.05	7.02863	37.04	68.91	43.05	8.04642
5	37.04	67.14	41.57	7.57331	37.04	67.14	48.42	8.28384
6	37.04	65.37	41.02	7.93285	37.04	65.37	46.08	8.28764
7	37.04	63.60	38.68	8.19173	37.04	63.60	43.73	8.30691
8	37.04	61.83	41.39	8.37156	37.04	61.83	41.39	8.72930
9	37.04	60.06	29.50	7.91781	37.04	60.06	29.50	7.91781
10	37.04	58.29	28.50	6.27451	37.04	58.29	28.50	6.27451
11	37.04	56.52	27.66	5.36785	37.04	56.52	27.66	5.36785
12	37.04	54.75	26.15	6.20983	37.04	54.75	26.15	6.20983
13	37.04	52.98	24.67	6.75881	37.04	52.98	24.67	6.75881
14	37.04	51.21	22.34	9.45016	37.04	51.21	22.34	9.45016
15	37.04	49.44	33.81	10.76308	37.04	49.44	33.81	10.76308
16	37.04	47.67	35.74	11.18753	37.04	47.67	35.74	11.18753
17	38.88	74.22	46.32	4.38008	38.88	74.22	46.32	5.25207
18	38.88	72.45	44.74	4.87925	38.88	72.45	44.74	5.73472
19	38.88	70.68	43.17	5.07940	38.88	70.68	43.17	5.96532
20	38.88	68.91	41.62	5.59534	38.88	68.91	41.62	6.46060
21	38.88	67.14	40.09	5.93066	38.88	67.14	40.09	6.77750
22	38.88	65.37	38.58	6.48747	38.88	65.37	38.58	7.36560
23	38.88	63.60	37.09	6.80813	38.88	63.60	37.09	7.71915
24	38.88	61.83	37.47	7.45472	38.88	61.83	41.61	7.87934
25	38.88	60.06	35.13	7.64835	38.88	60.06	39.27	7.89201
26	38.88	58.29	26.90	7.72363	38.88	58.29	26.90	7.72363
27	38.88	56.52	25.75	6.39299	38.88	56.52	25.75	6.39299
28	38.88	54.75	24.78	5.30074	38.88	54.75	24.78	5.30074
29	38.88	52.98	23.99	4.61216	38.88	52.98	23.99	4.61216
30	38.88	51.21	22.51	5.34585	38.88	51.21	22.51	5.34585
31	38.88	49.44	21.07	5.80052	38.88	49.44	21.07	5.80052
32	38.88	47.67	18.73	7.66736	38.88	47.67	18.73	7.66736
33	40.72	74.22	45.17	1.90373	40.72	74.22	45.17	2.61298
34	40.72	72.45	43.54	1.96218	40.72	72.45	43.54	2.65603
35	40.72	70.68	41.93	2.03312	40.72	70.68	41.93	2.75392
36	40.72	68.91	40.33	2.09941	40.72	68.91	40.33	2.80144
37	40.72	67.14	39.47	4.95457	40.72	67.14	39.47	5.95414
38	40.72	65.37	37.93	5.20220	40.72	65.37	37.93	6.18070
39	40.72	63.60	36.42	5.74655	40.72	63.60	36.42	6.77843
40	40.72	61.83	34.92	6.00065	40.72	61.83	34.92	7.01819

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	40.72	60.06	33.46	5.99506	40.72	60.06	33.46	7.02005
42	40.72	58.29	32.97	6.88751	40.72	58.29	37.15	7.69155
43	40.72	56.52	30.62	7.08148	40.72	56.52	35.95	7.70939
44	40.72	54.75	23.45	5.37391	40.72	54.75	23.45	5.37391
45	40.72	52.98	22.64	4.19457	40.72	52.98	22.64	4.19457
46	40.72	51.21	21.06	4.43090	40.72	51.21	21.06	4.43090
47	40.72	49.44	20.34	4.01604	40.72	49.44	20.34	4.01604
48	40.72	47.67	18.91	4.59231	40.72	47.67	18.91	4.59231
49	42.56	74.22	44.70	1.70483	42.56	74.22	44.16	2.34517
50	42.56	72.45	42.50	1.67856	42.56	72.45	42.50	2.29118
51	42.56	70.68	40.84	1.65322	42.56	70.68	40.84	2.24833
52	42.56	68.91	39.81	1.81613	42.56	68.91	39.81	2.64561
53	42.56	67.14	38.20	1.89787	42.56	67.14	38.20	2.75998
54	42.56	65.37	36.61	1.90841	42.56	65.37	36.61	2.74782
55	42.56	63.60	35.03	2.57064	42.56	63.60	35.03	3.39063
56	42.56	61.83	33.48	3.55182	42.56	61.83	33.48	4.37826
57	42.56	60.06	31.95	4.17173	42.56	60.06	31.95	4.97582
58	42.56	58.29	31.30	5.49276	42.56	58.29	31.30	6.64762
59	42.56	56.52	29.86	6.17206	42.56	56.52	32.84	7.17942
60	42.56	54.75	28.47	6.14588	42.56	54.75	32.70	7.32949
61	42.56	52.98	27.12	6.79868	42.56	52.98	31.53	7.49053
62	42.56	51.21	20.01	4.13512	42.56	51.21	20.01	4.13512
63	42.56	49.44	18.43	4.32327	42.56	49.44	18.43	4.32327
64	42.56	47.67	18.00	3.31719	42.56	47.67	18.00	3.31719
65	44.40	74.22	44.26	1.62115	44.40	74.22	43.76	2.39601
66	44.40	72.45	42.60	1.61554	44.40	72.45	42.08	2.34294
67	44.40	70.68	40.41	1.59756	44.40	70.68	40.41	2.29541
68	44.40	68.91	38.75	1.59330	44.40	68.91	38.75	2.31294
69	44.40	67.14	37.09	1.55967	44.40	67.14	37.09	2.26162
70	44.40	65.37	35.45	1.56213	44.40	65.37	35.45	2.28849
71	44.40	63.60	33.82	1.56500	44.40	63.60	33.82	2.26874
72	44.40	61.83	32.89	1.85942	44.40	61.83	32.89	2.79941
73	44.40	60.06	31.33	1.92536	44.40	60.06	31.33	2.91055
74	44.40	58.29	29.79	3.10642	44.40	58.29	29.79	4.12069
75	44.40	56.52	28.28	3.99232	44.40	56.52	28.28	5.06534
76	44.40	54.75	26.81	4.62849	44.40	54.75	26.81	5.66796
77	44.40	52.98	27.31	6.04351	44.40	52.98	30.59	6.99779
78	44.40	51.21	18.09	2.85009	44.40	51.21	18.09	2.85009
79	44.40	49.44	17.55	2.39502	44.40	49.44	17.55	2.39502
80	44.40	47.67	15.79	2.49562	44.40	47.67	15.79	2.49562
81	46.24	74.22	44.36	1.54248	46.24	74.22	42.51	2.04673
82	46.24	72.45	42.71	1.56209	46.24	72.45	41.17	2.30534

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	46.24	70.68	40.30	1.57329	46.24	70.68	39.48	2.25095
84	46.24	68.91	38.64	1.56264	46.24	68.91	37.80	2.27458
85	46.24	67.14	37.00	1.52360	46.24	67.14	36.14	2.21569
86	46.24	65.37	35.36	1.51748	46.24	65.37	34.48	2.16384
87	46.24	63.60	33.74	1.55966	46.24	63.60	33.74	2.52400
88	46.24	61.83	32.14	1.63351	46.24	61.83	32.14	2.64527
89	46.24	60.06	30.55	1.60004	46.24	60.06	30.55	2.58589
90	46.24	58.29	28.99	1.68802	46.24	58.29	28.99	2.65319
91	46.24	56.52	27.45	1.77095	46.24	56.52	27.45	2.84314
92	46.24	54.75	25.94	1.86705	46.24	54.75	25.94	2.91284
93	46.24	52.98	24.46	3.24523	46.24	52.98	24.46	4.35481
94	46.24	51.21	23.03	3.92995	46.24	51.21	23.03	5.03942
95	46.24	49.44	16.06	2.56398	46.24	49.44	16.06	2.56398
96	46.24	47.67	14.64	2.35047	46.24	47.67	14.64	2.35047
97	48.08	74.22	42.58	1.49050	48.08	74.22	42.58	2.17423
98	48.08	72.45	40.82	1.47204	48.08	72.45	40.82	2.13545
99	48.08	70.68	39.06	1.43281	48.08	70.68	39.06	2.07071
100	48.08	68.91	37.31	1.41556	48.08	68.91	37.31	2.06198
101	48.08	67.14	35.55	1.37555	48.08	67.14	35.55	1.99271
102	48.08	65.37	34.03	1.39206	48.08	65.37	33.80	2.04354
103	48.08	63.60	32.30	1.34965	48.08	63.60	32.05	1.97001
104	48.08	61.83	30.56	1.33939	48.08	61.83	30.56	2.00110
105	48.08	60.06	29.70	1.41488	48.08	60.06	29.07	2.13933
106	48.08	58.29	28.11	1.40477	48.08	58.29	27.45	2.13352
107	48.08	56.52	25.84	1.40733	48.08	56.52	25.84	2.16671
108	48.08	54.75	25.00	1.51861	48.08	54.75	25.00	2.55580
109	48.08	52.98	23.49	1.63772	48.08	52.98	23.49	2.71581
110	48.08	51.21	22.02	1.80238	48.08	51.21	22.02	2.94627
111	48.08	49.44	20.60	2.67539	48.08	49.44	20.60	3.94647
112	48.08	47.67	13.56	2.61134	48.08	47.67	13.56	2.61134
113	49.92	74.22	44.06	1.36029	49.92	74.22	41.44	2.06071
114	49.92	72.45	41.85	1.41402	49.92	72.45	39.68	2.05516
115	49.92	70.68	40.20	1.37294	49.92	70.68	37.93	1.99320
116	49.92	68.91	38.55	1.33410	49.92	68.91	36.18	1.95391
117	49.92	67.14	36.92	1.30864	49.92	67.14	35.86	2.28356
118	49.92	65.37	34.43	1.32596	49.92	65.37	34.12	2.30138
119	49.92	63.60	32.72	1.30594	49.92	63.60	32.39	2.28149
120	49.92	61.83	31.01	1.25346	49.92	61.83	30.66	2.16602
121	49.92	60.06	29.31	1.23431	49.92	60.06	28.94	2.16830
122	49.92	58.29	27.61	1.19059	49.92	58.29	27.22	2.09256
123	49.92	56.52	25.93	1.17280	49.92	56.52	25.51	2.08697
124	49.92	54.75	23.81	1.21848	49.92	54.75	23.81	2.11026

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	49.92	52.98	22.12	1.17806	49.92	52.98	22.12	1.99183
126	49.92	51.21	20.44	1.20138	49.92	51.21	20.44	2.05093
127	49.92	49.44	19.36	1.27565	49.92	49.44	19.36	2.33214
128	49.92	47.67	17.78	1.42650	49.92	47.67	17.78	2.54270
129	51.76	74.22	43.46	1.28871	51.76	74.22	41.22	2.19342
130	51.76	72.45	41.75	1.26192	51.76	72.45	39.46	2.19399
131	51.76	70.68	39.70	1.29710	51.76	70.68	37.71	2.13417
132	51.76	68.91	37.97	1.26952	51.76	68.91	35.96	2.13879
133	51.76	67.14	36.25	1.22850	51.76	67.14	34.21	2.07456
134	51.76	65.37	34.92	1.22595	51.76	65.37	32.47	2.08373
135	51.76	63.60	33.23	1.19661	51.76	63.60	30.73	2.01522
136	51.76	61.83	31.55	1.15505	51.76	61.83	28.99	2.02982
137	51.76	60.06	29.42	1.20865	51.76	60.06	27.25	1.95782
138	51.76	58.29	27.74	1.18185	51.76	58.29	26.15	2.02655
139	51.76	56.52	26.06	1.12157	51.76	56.52	24.46	2.05133
140	51.76	54.75	24.40	1.09468	51.76	54.75	22.77	1.98440
141	51.76	52.98	22.75	1.07369	51.76	52.98	21.09	2.01658
142	51.76	51.21	19.44	1.19897	51.76	51.21	19.44	1.94521
143	51.76	49.44	19.52	1.35572	51.76	49.44	19.52	2.80258
144	51.76	47.67	17.95	1.58466	51.76	47.67	17.95	3.19222
145	53.60	74.22	43.57	1.29210	53.60	74.22	40.53	2.21319
146	53.60	72.45	41.85	1.25318	53.60	72.45	38.78	2.15607
147	53.60	70.68	40.14	1.20804	53.60	70.68	37.03	2.16000
148	53.60	68.91	38.43	1.16855	53.60	68.91	35.29	2.09863
149	53.60	67.14	36.73	1.13855	53.60	67.14	33.54	2.10789
150	53.60	65.37	35.04	1.09808	53.60	65.37	31.80	2.04222
151	53.60	63.60	33.36	1.35662	53.60	63.60	30.06	1.98329
152	53.60	61.83	30.07	1.38209	53.60	61.83	28.33	1.98809
153	53.60	60.06	28.39	1.35533	53.60	60.06	26.60	1.92757
154	53.60	58.29	26.71	1.30548	53.60	58.29	25.99	2.22948
155	53.60	56.52	25.05	1.27848	53.60	56.52	24.29	2.26723
156	53.60	54.75	23.41	1.25906	53.60	54.75	22.61	2.24061
157	53.60	52.98	21.78	1.20421	53.60	52.98	20.95	2.28575
158	53.60	51.21	20.18	1.18705	53.60	51.21	19.30	2.20769
159	53.60	49.44	18.61	1.15842	53.60	49.44	17.68	2.27149
160	53.60	47.67	17.08	1.14399	53.60	47.67	16.09	2.45045
161	55.44	74.22	42.49	1.48841	55.44	74.22	40.84	2.52001
162	55.44	72.45	40.78	1.45096	55.44	72.45	39.10	2.54043
163	55.44	70.68	39.08	1.42514	55.44	70.68	37.37	2.51623
164	55.44	68.91	37.38	1.37731	55.44	68.91	37.38	2.51237
165	55.44	67.14	35.69	1.33177	55.44	67.14	33.91	2.49333
166	55.44	65.37	34.01	1.30150	55.44	65.37	32.19	2.44612

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	55.44	63.60	32.33	1.25437	55.44	63.60	30.48	2.46720
168	55.44	61.83	30.67	1.20568	55.44	61.83	28.77	2.42141
169	55.44	60.06	29.02	1.15861	55.44	60.06	27.07	2.50996
170	55.44	58.29	27.38	1.12791	55.44	58.29	25.37	2.46866
171	55.44	56.52	25.77	1.08139	55.44	56.52	23.69	2.47454
172	55.44	54.75	24.17	1.06605	55.44	54.75	22.03	2.37970
173	55.44	52.98	22.60	1.01987	55.44	52.98	20.38	2.34057
174	55.44	51.21	20.08	1.07895	55.44	51.21	18.75	2.46498
175	55.44	49.44	18.53	1.03259	55.44	49.44	17.15	2.45140
176	55.44	47.67	17.02	1.00894	55.44	47.67	15.59	2.64813
177	57.28	74.22	43.00	1.41905	57.28	74.22	40.06	2.45767
178	57.28	72.45	41.31	1.37730	57.28	72.45	38.33	2.40298
179	57.28	70.68	39.63	1.34809	57.28	70.68	36.60	2.42051
180	57.28	68.91	37.95	1.30462	57.28	68.91	34.87	2.36232
181	57.28	67.14	36.29	1.27561	57.28	67.14	33.15	2.31012
182	57.28	65.37	34.63	1.23065	57.28	65.37	31.44	2.32890
183	57.28	63.60	32.99	1.20184	57.28	63.60	29.73	2.27512
184	57.28	61.83	31.36	1.21430	57.28	61.83	28.03	2.30646
185	57.28	60.06	28.89	1.18503	57.28	60.06	26.34	2.25298
186	57.28	58.29	27.26	1.15550	57.28	58.29	24.66	2.30165
187	57.28	56.52	25.66	1.10713	57.28	56.52	22.99	2.25243
188	57.28	54.75	24.07	1.07870	57.28	54.75	21.34	2.44890
189	57.28	52.98	22.52	1.03360	57.28	52.98	19.71	2.42455
190	57.28	51.21	19.58	1.25151	57.28	51.21	19.58	2.60278
191	57.28	49.44	18.05	1.22287	57.28	49.44	16.54	2.59240
192	57.28	47.67	16.58	1.21176	57.28	47.67	15.01	2.69226
193	59.12	74.22	43.57	1.26209	59.12	74.22	43.57	2.61170
194	59.12	72.45	41.15	1.42432	59.12	72.45	41.15	2.74719
195	59.12	70.68	39.47	1.39648	59.12	70.68	35.83	2.38712
196	59.12	68.91	37.81	1.35177	59.12	68.91	34.11	2.40692
197	59.12	67.14	36.15	1.32451	59.12	67.14	32.40	2.34226
198	59.12	65.37	34.50	1.27825	59.12	65.37	30.69	2.28391
199	59.12	63.60	32.87	1.23484	59.12	63.60	28.99	2.30724
200	59.12	61.83	31.25	1.41807	59.12	61.83	27.30	2.24759
201	59.12	60.06	28.33	1.40221	59.12	60.06	25.62	2.28788
202	59.12	58.29	26.72	1.37864	59.12	58.29	23.95	2.22974
203	59.12	56.52	25.13	1.32987	59.12	56.52	22.30	2.29527
204	59.12	54.75	23.57	1.28456	59.12	54.75	20.67	2.24463
205	59.12	52.98	22.03	1.23632	59.12	52.98	19.06	2.35140
206	59.12	51.21	20.54	1.08343	59.12	51.21	17.48	2.32174
207	59.12	49.44	19.09	1.52012	59.12	49.44	15.95	2.54814
208	59.12	47.67	16.07	1.29738	59.12	47.67	16.07	2.71630

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	60.96	74.22	43.43	1.31990	60.96	74.22	43.43	2.67073
210	60.96	72.45	41.77	1.67521	60.96	72.45	38.01	2.72352
211	60.96	70.68	38.88	1.60463	60.96	70.68	38.88	2.74522
212	60.96	68.91	37.22	1.58570	60.96	68.91	34.61	2.70274
213	60.96	67.14	35.57	1.53559	60.96	67.14	32.92	2.64930
214	60.96	65.37	33.94	1.48857	60.96	65.37	31.24	2.69821
215	60.96	63.60	32.32	1.46762	60.96	63.60	29.57	2.64419
216	60.96	61.83	30.71	1.29519	60.96	61.83	27.91	2.60169
217	60.96	60.06	29.12	1.25165	60.96	60.06	26.27	2.66629
218	60.96	58.29	27.56	1.20494	60.96	58.29	24.65	2.63040
219	60.96	56.52	24.51	1.63578	60.96	56.52	21.63	2.29245
220	60.96	54.75	22.97	1.53082	60.96	54.75	20.01	2.23128
221	60.96	52.98	21.47	1.37537	60.96	52.98	18.43	2.30860
222	60.96	51.21	20.01	1.34942	60.96	51.21	16.89	2.27647
223	60.96	49.44	18.60	1.29768	60.96	49.44	15.39	2.43235
224	60.96	47.67	15.59	1.56707	60.96	47.67	13.96	2.47315
225	62.80	74.22	42.84	1.67244	62.80	74.22	42.84	2.86744
226	62.80	72.45	41.19	1.50301	62.80	72.45	41.19	2.74733
227	62.80	70.68	39.55	1.46157	62.80	70.68	39.55	2.70040
228	62.80	68.91	37.92	1.45799	62.80	68.91	37.92	2.80661
229	62.80	67.14	36.30	1.56451	62.80	67.14	34.90	2.86698
230	62.80	65.37	33.27	1.79977	62.80	65.37	33.27	2.87046
231	62.80	63.60	31.66	1.74615	62.80	63.60	28.88	2.81181
232	62.80	61.83	30.07	1.69279	62.80	61.83	27.23	2.73738
233	62.80	60.06	28.50	1.54139	62.80	60.06	25.61	2.67483
234	62.80	58.29	26.96	1.46762	62.80	58.29	26.96	2.70635
235	62.80	56.52	25.44	1.45834	62.80	56.52	22.42	2.71093
236	62.80	54.75	23.96	1.75809	62.80	54.75	20.87	2.68625
237	62.80	52.98	20.93	1.72887	62.80	52.98	19.36	2.82759
238	62.80	51.21	19.50	1.68623	62.80	51.21	19.50	2.89911
239	62.80	49.44	18.14	1.47272	62.80	49.44	14.87	2.53443
240	62.80	47.67	16.85	1.47313	62.80	47.67	13.49	2.55304
241	64.64	74.22	42.15	2.01103	64.64	74.22	42.15	3.00146
242	64.64	72.45	40.51	1.91363	64.64	72.45	40.51	2.91153
243	64.64	70.68	38.88	1.90470	64.64	70.68	38.88	3.00268
244	64.64	68.91	37.26	1.71742	64.64	68.91	37.26	2.81305
245	64.64	67.14	35.65	1.69455	64.64	67.14	35.65	2.79047
246	64.64	65.37	34.06	1.67841	64.64	65.37	34.06	2.88448
247	64.64	63.60	32.49	1.58795	64.64	63.60	32.49	2.79870
248	64.64	61.83	30.94	2.08635	64.64	61.83	29.45	2.90309
249	64.64	60.06	27.90	2.03925	64.64	60.06	27.90	2.92435
250	64.64	58.29	26.38	1.85278	64.64	58.29	26.38	2.86982

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	64.64	56.52	24.89	1.80017	64.64	56.52	24.89	2.88444
252	64.64	54.75	23.44	1.60663	64.64	54.75	23.44	2.77073
253	64.64	52.98	22.03	1.57039	64.64	52.98	20.41	2.73663
254	64.64	51.21	19.03	1.83806	64.64	51.21	19.03	2.59310
255	64.64	49.44	17.71	1.94562	64.64	49.44	17.71	2.95078
256	64.64	47.67	16.48	1.64219	64.64	47.67	16.48	2.77753

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제 1교 A1
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	붕적층	1.70	1.80	0.20	27.00	0.00	2300.00	2300.00	0.0	0.0
4	퇴적층(점토)	1.75	1.85	3.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
5	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
6	퇴적층(자갈)	1.90	2.00	0.00	32.00	0.00	4000.00	4000.00	0.0	0.0
7	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
8	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0
9	경암	2.60	2.70	180.00	39.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	35.70	2	34.90	35.90
3	36.20	36.30	4	47.10	36.20
5	51.60	38.70	6	52.60	38.70
7	52.60	39.70	8	53.90	39.70
9	53.90	43.00	10	54.40	43.00
11	85.80	43.00	12	102.20	43.00
13	107.80	43.00	14	52.60	36.50
15	50.00	36.50	16	50.00	36.20
17	50.00	35.00	18	57.80	35.00
19	57.80	36.30	20	57.80	36.50
21	54.40	36.50	22	66.50	36.70
23	0.00	34.10	24	23.90	34.00
25	57.60	33.60	26	73.40	34.20

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

27	93.40	41.50	28	0.00	32.80
29	23.90	32.60	30	57.60	32.60
31	57.60	30.10	32	0.00	29.00
33	23.90	29.10	34	57.60	28.60
35	79.90	35.70	36	93.40	37.90
37	107.80	40.50	38	0.00	28.00
39	23.90	28.10	40	27.90	0.00
41	53.40	17.70	42	73.40	26.30
43	93.40	33.20	44	107.80	35.50
45	0.00	0.00	46	0.00	0.00

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	31.30	2	107.80	31.30

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
5	57.00	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	39.34	62.42	33.13	2.77480	39.34	62.42	33.13	3.40120
2	39.34	60.85	31.88	2.81757	39.34	60.85	31.88	3.53547
3	39.34	59.28	30.67	3.20527	39.34	59.28	30.67	4.03668
4	39.34	57.71	29.48	4.54321	39.34	57.71	29.48	5.47207
5	39.34	56.14	28.34	6.23119	39.34	56.14	28.34	7.36783
6	39.34	54.57	27.23	7.34837	39.34	54.57	27.23	8.60059
7	39.34	53.00	26.17	8.41517	39.34	53.00	26.17	10.09791
8	39.34	51.43	24.41	9.14780	39.34	51.43	18.47	10.25031
9	39.34	49.86	17.75	9.26729	39.34	49.86	17.75	9.26729
10	39.34	48.29	16.54	10.02825	39.34	48.29	16.54	10.02825
11	39.34	46.72	16.11	9.86718	39.34	46.72	16.11	9.86718
12	39.34	45.15	15.10	10.46147	39.34	45.15	15.10	10.46147
13	39.34	43.58	14.19	11.91661	39.34	43.58	14.19	11.91661
14	39.34	42.01	27.32	15.43517	39.34	42.01	27.32	15.43517
15	39.34	40.44	27.01	17.56289	39.34	40.44	27.01	17.56289
16	39.34	38.87	24.83	19.56178	39.34	38.87	24.83	19.56178
17	40.94	62.42	32.34	2.46429	40.94	62.42	32.34	2.99011
18	40.94	60.85	31.06	2.52982	40.94	60.85	31.06	3.16138
19	40.94	59.28	29.81	2.58434	40.94	59.28	29.81	3.31483
20	40.94	57.71	28.59	2.74862	40.94	57.71	28.59	3.61457
21	40.94	56.14	26.75	2.74016	40.94	56.14	26.75	3.40412
22	40.94	54.57	25.58	2.82402	40.94	54.57	25.58	3.57222
23	40.94	53.00	24.46	3.29695	40.94	53.00	24.46	4.26764
24	40.94	51.43	23.38	5.66591	40.94	51.43	23.38	6.82451
25	40.94	49.86	22.36	7.29215	40.94	49.86	16.41	8.30459
26	40.94	48.29	15.09	9.38506	40.94	48.29	15.09	9.38506
27	40.94	46.72	14.47	8.22115	40.94	46.72	14.47	8.22115
28	40.94	45.15	14.06	8.66371	40.94	45.15	14.06	8.66371
29	40.94	43.58	13.07	9.20852	40.94	43.58	13.07	9.20864
30	40.94	42.01	13.07	10.22112	40.94	42.01	13.07	10.48701
31	40.94	40.44	11.50	13.01346	40.94	40.44	11.50	13.04687
32	40.94	38.87	24.47	18.13362	40.94	38.87	24.47	18.13362
33	42.54	62.42	31.58	2.28307	42.54	62.42	31.58	2.75269
34	42.54	60.85	30.84	2.29165	42.54	60.85	30.27	2.82988
35	42.54	59.28	29.58	2.34973	42.54	59.28	28.99	2.98725
36	42.54	57.71	27.73	2.36475	42.54	57.71	27.14	2.87978
37	42.54	56.14	25.89	2.40959	42.54	56.14	25.89	2.96292
38	42.54	54.57	24.68	2.47232	42.54	54.57	24.68	3.15101
39	42.54	53.00	23.51	2.57341	42.54	53.00	23.51	3.39638
40	42.54	51.43	22.39	2.77751	42.54	51.43	22.39	3.79664

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	42.54	49.86	21.33	3.09277	42.54	49.86	21.33	4.31831
42	42.54	48.29	20.33	5.82015	42.54	48.29	20.33	7.41700
43	42.54	46.72	12.93	7.69572	42.54	46.72	12.93	7.69572
44	42.54	45.15	12.39	6.83809	42.54	45.15	12.39	6.83809
45	42.54	43.58	11.27	8.08921	42.54	43.58	11.27	8.08921
46	42.54	42.01	11.07	8.30634	42.54	42.01	11.07	8.33141
47	42.54	40.44	11.17	9.95435	42.54	40.44	11.17	10.32964
48	42.54	38.87	9.69	12.76599	42.54	38.87	9.69	12.92328
49	44.14	62.42	30.86	2.09472	44.14	62.42	30.86	2.45291
50	44.14	60.85	29.52	2.07751	44.14	60.85	29.52	2.50805
51	44.14	59.28	27.67	2.08373	44.14	59.28	27.67	2.41594
52	44.14	57.71	26.35	2.09371	44.14	57.71	26.35	2.46327
53	44.14	56.14	25.66	2.15093	44.14	56.14	25.06	2.69624
54	44.14	54.57	23.81	2.16399	44.14	54.57	23.81	2.71543
55	44.14	53.00	23.26	2.27308	44.14	53.00	22.60	2.98108
56	44.14	51.43	21.43	2.32172	44.14	51.43	21.43	3.16627
57	44.14	49.86	20.32	2.46618	44.14	49.86	20.32	3.52781
58	44.14	48.29	19.28	2.72914	44.14	48.29	19.28	4.13344
59	44.14	46.72	18.30	3.22147	44.14	46.72	18.30	4.97910
60	44.14	45.15	10.66	6.01562	44.14	45.15	10.66	6.01562
61	44.14	43.58	10.04	6.04756	44.14	43.58	10.04	6.04756
62	44.14	42.01	9.73	6.61921	44.14	42.01	9.73	6.62430
63	44.14	40.44	8.90	7.74580	44.14	40.44	8.90	7.78916
64	44.14	38.87	9.31	9.57148	44.14	38.87	9.31	10.41050
65	45.74	62.42	30.19	1.86913	45.74	62.42	30.19	2.13235
66	45.74	60.85	28.33	1.78390	45.74	60.85	28.33	1.98459
67	45.74	59.28	26.96	1.83195	45.74	59.28	26.96	2.06115
68	45.74	57.71	25.61	1.84534	45.74	57.71	25.61	2.10942
69	45.74	56.14	24.29	1.91757	45.74	56.14	24.29	2.27118
70	45.74	54.57	23.58	2.00362	45.74	54.57	22.99	2.45776
71	45.74	53.00	21.74	1.99357	45.74	53.00	21.74	2.53138
72	45.74	51.43	20.52	2.11110	45.74	51.43	20.52	2.79186
73	45.74	49.86	19.36	2.16071	45.74	49.86	19.36	3.01596
74	45.74	48.29	18.26	2.25127	45.74	48.29	18.26	3.34700
75	45.74	46.72	17.23	2.56628	45.74	46.72	17.23	4.08259
76	45.74	45.15	15.49	2.67560	45.74	45.15	15.49	3.98716
77	45.74	43.58	14.61	3.17278	45.74	43.58	8.64	3.92976
78	45.74	42.01	8.00	4.10787	45.74	42.01	8.00	4.10787
79	45.74	40.44	7.75	4.99063	45.74	40.44	7.75	5.03540
80	45.74	38.87	5.27	7.34387	45.74	38.87	5.27	7.34387
81	47.34	62.42	29.56	1.75080	47.34	62.42	29.56	1.95797
82	47.34	60.85	28.16	1.73529	47.34	60.85	28.16	1.98428

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	47.34	59.28	26.77	1.78266	47.34	59.28	26.77	2.06478
84	47.34	57.71	24.82	1.69641	47.34	57.71	24.82	1.89584
85	47.34	56.14	23.46	1.65436	47.34	56.14	23.46	1.87630
86	47.34	54.57	22.13	1.71660	47.34	54.57	22.13	1.99280
87	47.34	53.00	20.83	1.82865	47.34	53.00	20.83	2.20380
88	47.34	51.43	19.57	1.81530	47.34	51.43	19.57	2.25510
89	47.34	49.86	18.36	1.92878	47.34	49.86	18.36	2.55631
90	47.34	48.29	17.21	2.00838	47.34	48.29	17.21	2.81962
91	47.34	46.72	16.12	2.08757	47.34	46.72	16.12	3.16300
92	47.34	45.15	15.13	2.34466	47.34	45.15	15.13	3.88908
93	47.34	43.58	13.26	2.63433	47.34	43.58	7.48	3.40849
94	47.34	42.01	6.63	2.61197	47.34	42.01	6.63	2.61197
95	47.34	40.44	5.31	2.73819	47.34	40.44	5.31	2.73819
96	47.34	38.87	5.82	4.08306	47.34	38.87	5.82	4.20979
97	48.94	62.42	29.73	1.75702	48.94	62.42	29.04	1.95256
98	48.94	60.85	28.34	1.72590	48.94	60.85	27.20	1.84728
99	48.94	59.28	25.80	1.69939	48.94	59.28	25.80	1.82103
100	48.94	57.71	24.41	1.67637	48.94	57.71	24.41	1.84483
101	48.94	56.14	23.04	1.63134	48.94	56.14	23.04	1.84180
102	48.94	54.57	21.70	1.61747	48.94	54.57	21.70	1.88506
103	48.94	53.00	19.86	1.56488	48.94	53.00	19.86	1.76776
104	48.94	51.43	18.56	1.57491	48.94	51.43	18.56	1.82757
105	48.94	49.86	17.30	1.58023	48.94	49.86	17.30	1.88927
106	48.94	48.29	16.10	1.69822	48.94	48.29	16.10	2.15051
107	48.94	46.72	14.96	1.83303	48.94	46.72	14.96	2.52940
108	48.94	45.15	13.18	1.86409	48.94	45.15	13.18	2.46362
109	48.94	43.58	12.18	2.03117	48.94	43.58	12.18	3.00482
110	48.94	42.01	11.30	2.31882	48.94	42.01	11.30	3.91341
111	48.94	40.44	10.59	3.11000	48.94	40.44	10.59	6.19370
112	48.94	38.87	10.08	5.26836	48.94	38.87	6.39	8.17324
113	50.54	62.42	29.77	1.70848	50.54	62.42	28.50	1.89415
114	50.54	60.85	27.93	1.68907	50.54	60.85	27.07	1.87045
115	50.54	59.28	26.56	1.62898	50.54	59.28	25.24	1.75305
116	50.54	57.71	24.25	1.65575	50.54	57.71	23.82	1.77465
117	50.54	56.14	23.37	1.56431	50.54	56.14	22.41	1.76004
118	50.54	54.57	21.53	1.55620	50.54	54.57	21.03	1.73030
119	50.54	53.00	20.21	1.54654	50.54	53.00	19.68	1.80615
120	50.54	51.43	17.84	1.52825	50.54	51.43	17.84	1.66768
121	50.54	49.86	17.09	1.47443	50.54	49.86	16.53	1.73540
122	50.54	48.29	15.26	1.47375	50.54	48.29	15.26	1.76119
123	50.54	46.72	14.05	1.42899	50.54	46.72	14.05	1.79667
124	50.54	45.15	12.24	1.51417	50.54	45.15	12.24	1.87557

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	50.54	43.58	11.15	1.71918	50.54	43.58	11.15	2.30661
126	50.54	42.01	11.01	2.11334	50.54	42.01	10.19	3.31674
127	50.54	40.44	10.27	2.76361	50.54	40.44	9.39	5.30094
128	50.54	38.87	9.74	4.21383	50.54	38.87	7.87	9.69281
129	52.14	62.42	29.61	1.67406	52.14	62.42	28.02	1.88505
130	52.14	60.85	28.24	1.57785	52.14	60.85	26.56	1.84356
131	52.14	59.28	26.88	1.65484	52.14	59.28	25.11	1.84473
132	52.14	57.71	25.04	1.56752	52.14	57.71	23.68	1.81405
133	52.14	56.14	23.20	1.57988	52.14	56.14	21.85	1.70274
134	52.14	54.57	21.87	1.45506	52.14	54.57	20.43	1.70711
135	52.14	53.00	20.02	1.54148	52.14	53.00	19.04	1.72850
136	52.14	51.43	18.73	1.44734	52.14	51.43	17.67	1.72217
137	52.14	49.86	16.89	1.45906	52.14	49.86	15.83	1.63400
138	52.14	48.29	15.65	1.36788	52.14	48.29	14.50	1.69897
139	52.14	46.72	13.83	1.38620	52.14	46.72	13.22	1.64633
140	52.14	45.15	12.01	1.38081	52.14	45.15	12.01	1.71398
141	52.14	43.58	10.89	1.34936	52.14	43.58	10.20	1.78322
142	52.14	42.01	9.13	1.46554	52.14	42.01	9.13	1.98490
143	52.14	40.44	8.23	1.90013	52.14	40.44	8.23	3.05157
144	52.14	38.87	9.40	3.91613	52.14	38.87	14.16	9.52895
145	53.74	62.42	29.92	1.62696	53.74	62.42	27.91	1.97192
146	53.74	60.85	28.08	1.58245	53.74	60.85	26.11	1.89511
147	53.74	59.28	26.71	1.53678	53.74	59.28	24.63	1.88750
148	53.74	57.71	24.87	1.55565	53.74	57.71	23.17	1.83541
149	53.74	56.14	23.53	1.45777	53.74	56.14	21.72	1.82723
150	53.74	54.57	21.69	1.45854	53.74	54.57	19.90	1.73638
151	53.74	53.00	20.38	1.44314	53.74	53.00	18.46	1.72816
152	53.74	51.43	18.54	1.45061	53.74	51.43	17.05	1.73431
153	53.74	49.86	17.27	1.36847	53.74	49.86	15.66	1.69956
154	53.74	48.29	15.44	1.36370	53.74	48.29	13.82	1.64444
155	53.74	46.72	13.61	1.40041	53.74	46.72	12.47	1.68756
156	53.74	45.15	12.44	1.28825	53.74	45.15	11.18	1.70093
157	53.74	43.58	10.64	1.39555	53.74	43.58	10.64	1.86977
158	53.74	42.01	9.62	1.55325	53.74	42.01	8.87	2.04635
159	53.74	40.44	7.93	1.72140	53.74	40.44	6.83	2.52256
160	53.74	40.44	7.93	10000.00000	53.74	40.44	6.83	10000.00000
161	55.34	62.42	29.76	1.50681	55.34	62.42	29.76	1.87811
162	55.34	60.85	27.92	1.59531	55.34	60.85	27.92	1.92974
163	55.34	59.28	26.55	1.49285	55.34	59.28	26.55	1.86459
164	55.34	57.71	25.20	1.59054	55.34	57.71	24.71	1.93245
165	55.34	56.14	23.36	1.46348	55.34	56.14	23.36	1.82215
166	55.34	54.57	22.03	1.50591	55.34	54.57	21.51	1.83844

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	55.34	53.00	20.19	1.37473	55.34	53.00	20.19	1.74061
168	55.34	51.43	18.35	1.49667	55.34	51.43	18.35	1.80856
169	55.34	49.86	17.07	1.37364	55.34	49.86	17.07	1.75566
170	55.34	48.29	15.23	1.42111	55.34	48.29	15.23	1.74710
171	55.34	46.72	14.02	1.29885	55.34	46.72	14.02	1.71251
172	55.34	45.15	12.21	1.38728	55.34	45.15	12.21	1.77825
173	55.34	43.58	11.11	1.49813	55.34	43.58	8.96	1.93064
174	55.34	43.58	11.11	10000.00000	55.34	43.58	8.96	10000.00000
175	55.34	43.58	11.11	10000.00000	55.34	43.58	8.96	10000.00000
176	55.34	43.58	11.11	10000.00000	55.34	43.58	8.96	10000.00000
177	56.94	62.42	29.61	1.57735	56.94	62.42	29.61	1.91563
178	56.94	60.85	28.23	1.62623	56.94	60.85	27.77	1.96713
179	56.94	59.28	26.39	1.56310	56.94	59.28	26.39	1.86966
180	56.94	57.71	25.03	1.44807	56.94	57.71	25.03	1.80559
181	56.94	56.14	23.18	1.56214	56.94	56.14	23.18	1.86405
182	56.94	54.57	21.85	1.43644	56.94	54.57	21.85	1.76662
183	56.94	53.00	20.01	1.50708	56.94	53.00	20.01	1.79372
184	56.94	51.43	18.71	1.43746	56.94	51.43	18.71	1.77191
185	56.94	49.86	16.87	1.52725	56.94	49.86	16.87	1.81908
186	56.94	48.29	15.63	1.36859	56.94	48.29	15.63	1.71624
187	56.94	46.72	13.41	1.71881	56.94	46.72	13.41	1.93433
188	56.94	45.15	12.28	1.52658	56.94	45.15	12.28	1.84529
189	56.94	43.58	10.15	1.92019	56.94	43.58	10.15	2.11766
190	56.94	43.58	10.15	10000.00000	56.94	43.58	10.15	10000.00000
191	56.94	43.58	10.15	10000.00000	56.94	43.58	10.15	10000.00000
192	56.94	43.58	10.15	10000.00000	56.94	43.58	10.15	10000.00000
193	58.54	62.42	29.46	1.67513	58.54	62.42	29.46	1.92666
194	58.54	60.85	28.07	1.67818	58.54	60.85	27.62	1.93464
195	58.54	59.28	26.23	1.72026	58.54	59.28	26.23	1.95773
196	58.54	57.71	24.86	1.56555	58.54	57.71	24.86	1.82592
197	58.54	56.14	23.02	1.63573	58.54	56.14	23.02	1.83585
198	58.54	54.57	21.67	1.60454	58.54	54.57	21.67	1.85466
199	58.54	53.00	20.36	1.89756	58.54	53.00	20.36	2.19217
200	58.54	51.43	18.09	1.74545	58.54	51.43	18.09	1.89036
201	58.54	49.86	16.84	1.64132	58.54	49.86	16.84	1.84970
202	58.54	48.29	15.64	1.90578	58.54	48.29	15.64	2.19255
203	58.54	46.72	13.44	1.98087	58.54	46.72	13.44	2.14052
204	58.54	45.15	12.38	1.63711	58.54	45.15	12.38	1.87912
205	58.54	43.58	10.33	2.02982	58.54	43.58	10.33	2.18792
206	58.54	43.58	10.33	10000.00000	58.54	43.58	10.33	10000.00000
207	58.54	43.58	10.33	10000.00000	58.54	43.58	10.33	10000.00000
208	58.54	43.58	10.33	10000.00000	58.54	43.58	10.33	10000.00000

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	60.14	62.42	29.31	1.86704	60.14	62.42	29.31	2.04258
210	60.14	60.85	27.91	1.92427	60.14	60.85	27.91	2.11798
211	60.14	59.28	26.54	2.20638	60.14	59.28	26.54	2.44310
212	60.14	57.71	24.25	2.13633	60.14	57.71	24.25	2.21742
213	60.14	56.14	22.90	1.90648	60.14	56.14	22.90	2.03113
214	60.14	54.57	21.58	1.76281	60.14	54.57	21.58	1.92172
215	60.14	53.00	20.30	2.25915	60.14	53.00	20.30	2.46318
216	60.14	51.43	18.03	2.25218	60.14	51.43	18.03	2.32917
217	60.14	49.86	16.82	1.84402	60.14	49.86	16.82	1.97346
218	60.14	48.29	15.68	2.43431	60.14	48.29	15.68	2.63483
219	60.14	46.72	13.52	2.09715	60.14	46.72	13.52	2.18548
220	60.14	45.15	12.54	2.69683	60.14	45.15	12.54	2.88607
221	60.14	43.58	11.69	3.26502	60.14	43.58	11.69	3.62551
222	60.14	43.58	11.69	10000.00000	60.14	43.58	11.69	10000.00000
223	60.14	43.58	11.69	10000.00000	60.14	43.58	11.69	10000.00000
224	60.14	43.58	11.69	10000.00000	60.14	43.58	11.69	10000.00000
225	61.74	62.42	29.14	2.24696	61.74	62.42	29.14	2.32250
226	61.74	60.85	27.77	2.24997	61.74	60.85	27.77	2.36314
227	61.74	59.28	26.41	2.60543	61.74	59.28	26.41	2.73837
228	61.74	57.71	25.08	2.69988	61.74	57.71	25.08	2.87683
229	61.74	56.14	22.78	2.47539	61.74	56.14	22.78	2.52841
230	61.74	54.57	21.50	2.26683	61.74	54.57	21.50	2.34392
231	61.74	53.00	20.25	2.94662	61.74	53.00	20.25	3.07510
232	61.74	51.43	19.06	2.95384	61.74	51.43	19.06	3.13140
233	61.74	49.86	17.92	3.31094	61.74	49.86	17.92	3.54620
234	61.74	48.29	15.76	3.01408	61.74	48.29	15.76	3.13683
235	61.74	46.72	14.76	3.43869	61.74	46.72	14.76	3.64446
236	61.74	45.15	13.87	4.31875	61.74	45.15	13.87	4.71916
237	61.74	43.58	11.98	4.15266	61.74	43.58	11.98	4.37947
238	61.74	43.58	11.98	10000.00000	61.74	43.58	11.98	10000.00000
239	61.74	43.58	11.98	10000.00000	61.74	43.58	11.98	10000.00000
240	61.74	43.58	11.98	10000.00000	61.74	43.58	11.98	10000.00000
241	63.34	62.42	29.93	3.34431	63.34	62.42	29.93	3.48957
242	63.34	60.85	28.59	3.52372	63.34	60.85	28.59	3.70273
243	63.34	59.28	26.28	3.12876	63.34	59.28	26.28	3.18524
244	63.34	57.71	24.98	3.26782	63.34	57.71	24.98	3.34445
245	63.34	56.14	23.71	3.40875	63.34	56.14	23.71	3.53017
246	63.34	54.57	22.48	3.62992	63.34	54.57	22.48	3.77774
247	63.34	53.00	21.30	4.15025	63.34	53.00	21.30	4.35635
248	63.34	51.43	20.16	4.41220	63.34	51.43	20.16	4.71534
249	63.34	49.86	18.00	4.11084	63.34	49.86	18.00	4.25515
250	63.34	48.29	16.99	4.60125	63.34	48.29	16.99	4.81036

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	63.34	46.72	16.06	7.54004	63.34	46.72	16.06	7.92161
252	63.34	45.15	15.25	8.75434	63.34	45.15	15.25	9.37139
253	63.34	43.58	13.44	9.80132	63.34	43.58	13.44	10.24798
254	63.34	43.58	13.44	10000.00000	63.34	43.58	13.44	10000.00000
255	63.34	43.58	13.44	10000.00000	63.34	43.58	13.44	10000.00000
256	63.34	43.58	13.44	10000.00000	63.34	43.58	13.44	10000.00000

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제1교 A2
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	전답토	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
5	퇴적층(자갈)	1.90	2.00	0.00	32.00	0.00	4000.00	4000.00	0.0	0.0
6	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
7	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
8	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	34.27	2	5.19	34.41
3	8.97	35.91	4	19.27	35.79
5	24.99	32.96	6	40.57	32.77
7	51.60	38.90	8	52.60	38.90
9	52.60	40.00	10	53.90	40.00
11	53.90	43.04	12	54.40	43.04
13	107.80	43.04	14	52.60	36.50
15	50.00	36.50	16	50.00	35.00
17	57.80	35.00	18	57.80	36.50
19	54.40	36.50	20	64.38	32.73
21	66.64	33.05	22	107.80	33.05
23	0.00	31.03	24	30.90	30.74
25	44.38	30.47	26	84.38	31.64
27	107.80	32.18	28	107.80	29.20

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

29	0.00	27.14	30	44.38	27.47
31	84.38	27.77	32	107.80	28.23
33	0.00	25.70	34	28.88	26.23
35	64.38	26.55	36	84.38	26.91
37	0.00	24.76	38	28.67	25.26
39	84.38	25.42	40	107.80	25.74

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	29.50	2	107.80	29.50

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	10.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	10.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	10.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	10.00	0.61	0.61	2	3
5	57.00	35.00	10.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	33.74	71.96	43.87	3.15480	33.74	71.96	43.87	4.01829
2	33.74	70.55	42.72	3.30257	33.74	70.55	42.72	4.30033
3	33.74	69.14	41.58	3.35103	33.74	69.14	41.58	4.38253
4	33.74	67.73	40.46	3.49884	33.74	67.73	40.46	4.56451
5	33.74	66.32	39.36	3.75065	33.74	66.32	39.36	4.93485
6	33.74	64.91	38.28	3.83660	33.74	64.91	38.28	5.17161
7	33.74	63.50	37.22	3.97846	33.74	63.50	37.22	5.41754
8	33.74	62.09	36.19	4.37813	33.74	62.09	36.19	5.97682
9	33.74	60.68	35.18	4.58181	33.74	60.68	28.68	5.47777
10	33.74	59.27	27.66	5.20362	33.74	59.27	27.66	5.20362
11	33.74	57.86	26.33	5.86223	33.74	57.86	26.33	5.86223
12	33.74	56.45	25.02	6.88650	33.74	56.45	25.02	6.88650
13	33.74	55.04	23.71	8.20846	33.74	55.04	23.71	8.20846
14	33.74	53.63	24.02	9.60370	33.74	53.63	24.02	9.60370
15	33.74	52.22	22.99	10.91744	33.74	52.22	22.99	10.91744
16	33.74	50.81	22.72	10.64847	33.74	50.81	22.72	10.64847
17	35.25	71.96	43.05	2.67068	35.25	71.96	43.05	3.45454
18	35.25	70.55	41.88	2.71962	35.25	70.55	41.88	3.53069
19	35.25	69.14	40.72	2.81535	35.25	69.14	40.72	3.69167
20	35.25	67.73	39.58	2.86991	35.25	67.73	39.58	3.84069
21	35.25	66.32	38.45	2.92607	35.25	66.32	38.45	3.93158
22	35.25	64.91	37.35	3.07075	35.25	64.91	37.35	4.18869
23	35.25	63.50	36.26	3.21099	35.25	63.50	36.26	4.41550
24	35.25	62.09	35.20	3.35666	35.25	62.09	35.20	4.66915
25	35.25	60.68	34.16	3.59035	35.25	60.68	34.16	5.09000
26	35.25	59.27	33.15	3.78936	35.25	59.27	33.15	5.38543
27	35.25	57.86	32.17	4.01966	35.25	57.86	25.63	4.54588
28	35.25	56.45	24.78	3.65211	35.25	56.45	24.78	3.65211
29	35.25	55.04	23.78	3.53363	35.25	55.04	23.78	3.53363
30	35.25	53.63	22.87	3.37997	35.25	53.63	22.87	3.37997
31	35.25	52.22	21.60	3.71844	35.25	52.22	21.60	3.71844
32	35.25	50.81	20.35	4.18696	35.25	50.81	20.35	4.18696
33	36.76	71.96	42.32	2.17939	36.76	71.96	42.32	2.83127
34	36.76	70.55	41.12	2.26880	36.76	70.55	41.12	3.01785
35	36.76	69.14	39.94	2.31526	36.76	69.14	39.94	3.09000
36	36.76	67.73	38.77	2.34700	36.76	67.73	38.77	3.15046
37	36.76	66.32	37.62	2.43528	36.76	66.32	37.62	3.36210
38	36.76	64.91	36.49	2.49205	36.76	64.91	36.49	3.45203
39	36.76	63.50	35.38	2.60363	36.76	63.50	35.38	3.67180
40	36.76	62.09	34.29	2.64993	36.76	62.09	34.29	3.80121

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	36.76	60.68	33.22	2.70726	36.76	60.68	33.22	3.96013
42	36.76	59.27	32.18	2.98464	36.76	59.27	32.18	4.40891
43	36.76	57.86	31.17	3.10264	36.76	57.86	31.17	4.62134
44	36.76	56.45	30.19	3.27204	36.76	56.45	30.19	4.89846
45	36.76	55.04	22.61	3.58985	36.76	55.04	22.61	3.58985
46	36.76	53.63	21.70	2.97789	36.76	53.63	21.70	2.97789
47	36.76	52.22	21.03	2.69048	36.76	52.22	21.03	2.69048
48	36.76	50.81	20.16	2.75077	36.76	50.81	20.16	2.75077
49	38.27	71.96	41.62	1.79724	38.27	71.96	41.62	2.39507
50	38.27	70.55	40.40	1.81644	38.27	70.55	40.40	2.43562
51	38.27	69.14	39.20	1.89191	38.27	69.14	39.20	2.55729
52	38.27	67.73	38.01	1.93433	38.27	67.73	38.01	2.67039
53	38.27	66.32	36.83	1.97229	38.27	66.32	36.83	2.73534
54	38.27	64.91	35.67	2.05282	38.27	64.91	35.67	2.87670
55	38.27	63.50	34.53	2.09515	38.27	63.50	34.53	3.00705
56	38.27	62.09	33.41	2.14291	38.27	62.09	33.41	3.11500
57	38.27	60.68	32.31	2.22717	38.27	60.68	32.31	3.32203
58	38.27	59.27	31.24	2.28273	38.27	59.27	31.24	3.47232
59	38.27	57.86	30.20	2.40720	38.27	57.86	30.20	3.75566
60	38.27	56.45	29.18	2.53831	38.27	56.45	29.18	3.97422
61	38.27	55.04	28.20	2.68616	38.27	55.04	28.20	4.22608
62	38.27	53.63	27.26	2.86821	38.27	53.63	27.26	4.80295
63	38.27	52.22	19.78	2.64682	38.27	52.22	19.78	2.64682
64	38.27	50.81	18.89	2.35656	38.27	50.81	18.89	2.35656
65	39.78	71.96	40.93	1.51079	39.78	71.96	40.93	1.95829
66	39.78	70.55	39.90	1.52640	39.78	70.55	39.90	2.12992
67	39.78	69.14	38.57	1.53629	39.78	69.14	38.57	2.15023
68	39.78	67.73	37.25	1.54411	39.78	67.73	37.25	2.14811
69	39.78	66.32	35.94	1.56341	39.78	66.32	35.94	2.17844
70	39.78	64.91	35.01	1.65598	39.78	64.91	35.01	2.41700
71	39.78	63.50	33.73	1.69175	39.78	63.50	33.73	2.47451
72	39.78	62.09	32.46	1.69623	39.78	62.09	32.46	2.46876
73	39.78	60.68	31.20	1.73800	39.78	60.68	31.20	2.58976
74	39.78	59.27	30.22	1.82047	39.78	59.27	30.22	2.77123
75	39.78	57.86	29.01	1.83901	39.78	57.86	29.01	2.78649
76	39.78	56.45	27.82	1.88877	39.78	56.45	27.82	2.91491
77	39.78	55.04	26.84	1.95630	39.78	55.04	26.65	3.05239
78	39.78	53.63	25.73	2.04100	39.78	53.63	25.73	3.29655
79	39.78	52.22	24.65	2.15891	39.78	52.22	24.65	3.52611
80	39.78	50.81	23.96	2.41795	39.78	50.81	23.96	4.11838
81	41.29	71.96	40.32	1.49164	41.29	71.96	40.32	1.91538
82	41.29	70.55	39.20	1.48524	41.29	70.55	39.20	1.99928

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	41.29	69.14	37.85	1.46186	41.29	69.14	37.85	1.96428
84	41.29	67.73	36.50	1.45369	41.29	67.73	36.50	2.01048
85	41.29	66.32	35.47	1.46236	41.29	66.32	35.47	2.09874
86	41.29	64.91	34.14	1.46133	41.29	64.91	34.14	2.11092
87	41.29	63.50	32.82	1.44307	41.29	63.50	32.82	2.08010
88	41.29	62.09	31.51	1.44657	41.29	62.09	31.51	2.09740
89	41.29	60.68	30.60	1.56430	41.29	60.68	30.60	2.36791
90	41.29	59.27	29.33	1.57309	41.29	59.27	29.33	2.36746
91	41.29	57.86	28.07	1.61143	41.29	57.86	28.07	2.48491
92	41.29	56.45	26.82	1.65584	41.29	56.45	26.82	2.56136
93	41.29	55.04	26.09	1.78724	41.29	55.04	26.09	2.96439
94	41.29	53.63	24.91	1.80275	41.29	53.63	24.91	2.97377
95	41.29	52.22	23.75	1.87149	41.29	52.22	23.75	3.14222
96	41.29	50.81	22.62	1.96934	41.29	50.81	22.62	3.32067
97	42.80	71.96	40.23	1.51134	42.80	71.96	39.84	1.91785
98	42.80	70.55	38.46	1.48120	42.80	70.55	38.46	1.87435
99	42.80	69.14	37.50	1.46867	42.80	69.14	37.28	1.92832
100	42.80	67.73	35.90	1.44204	42.80	67.73	35.90	1.88501
101	42.80	66.32	34.78	1.42813	42.80	66.32	34.54	1.87434
102	42.80	64.91	33.42	1.41569	42.80	64.91	33.42	2.00196
103	42.80	63.50	32.07	1.40669	42.80	63.50	32.07	2.00219
104	42.80	62.09	31.04	1.40735	42.80	62.09	31.04	2.08105
105	42.80	60.68	29.71	1.38644	42.80	60.68	29.71	2.04739
106	42.80	59.27	28.40	1.38373	42.80	59.27	28.40	2.05817
107	42.80	57.86	27.09	1.38703	42.80	57.86	27.09	2.07843
108	42.80	56.45	26.20	1.48390	42.80	56.45	26.20	2.33547
109	42.80	55.04	24.94	1.52150	42.80	55.04	24.94	2.46442
110	42.80	53.63	23.69	1.54346	42.80	53.63	23.69	2.47213
111	42.80	52.22	22.97	1.67698	42.80	52.22	22.97	2.88239
112	42.80	50.81	21.80	1.73752	42.80	50.81	21.80	3.00182
113	44.31	71.96	39.78	1.55475	44.31	71.96	39.40	1.97260
114	44.31	70.55	38.78	1.53158	44.31	70.55	38.11	1.94898
115	44.31	69.14	37.20	1.50682	44.31	69.14	36.60	1.90233
116	44.31	67.73	36.04	1.48466	44.31	67.73	35.31	1.91255
117	44.31	66.32	34.45	1.45814	44.31	66.32	33.92	1.85952
118	44.31	64.91	32.87	1.43527	44.31	64.91	32.68	1.88945
119	44.31	63.50	31.49	1.41881	44.31	63.50	31.49	1.89973
120	44.31	62.09	30.12	1.38727	44.31	62.09	30.12	1.85268
121	44.31	60.68	29.00	1.38196	44.31	60.68	29.00	2.01029
122	44.31	59.27	27.65	1.35338	44.31	59.27	27.65	1.96516
123	44.31	57.86	26.60	1.36401	44.31	57.86	26.60	2.12920
124	44.31	56.45	25.28	1.34082	44.31	56.45	25.28	2.09006

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	44.31	55.04	23.97	1.33814	44.31	55.04	23.97	2.10545
126	44.31	53.63	23.07	1.35997	44.31	53.63	23.07	2.32158
127	44.31	52.22	21.81	1.41504	44.31	52.22	21.81	2.41027
128	44.31	50.81	20.56	1.47260	44.31	50.81	20.56	2.48216
129	45.82	71.96	40.08	1.61447	45.82	71.96	39.14	2.17642
130	45.82	70.55	38.51	1.59302	45.82	70.55	37.74	2.12868
131	45.82	69.14	37.55	1.57147	45.82	69.14	36.34	2.11450
132	45.82	67.73	35.75	1.54041	45.82	67.73	34.94	2.10352
133	45.82	66.32	34.18	1.51974	45.82	66.32	33.55	2.05062
134	45.82	64.91	33.23	1.49458	45.82	64.91	32.15	2.02357
135	45.82	63.50	31.42	1.46591	45.82	63.50	30.76	1.95632
136	45.82	62.09	30.51	1.44574	45.82	62.09	29.85	1.99861
137	45.82	60.68	28.90	1.41855	45.82	60.68	28.47	1.98477
138	45.82	59.27	27.30	1.39509	45.82	59.27	27.09	1.97472
139	45.82	57.86	25.71	1.37685	45.82	57.86	25.71	1.91754
140	45.82	56.45	24.84	1.35737	45.82	56.45	24.57	2.04393
141	45.82	55.04	23.22	1.33498	45.82	55.04	23.22	1.99311
142	45.82	53.63	22.17	1.33931	45.82	53.63	22.17	2.15808
143	45.82	52.22	20.86	1.33901	45.82	52.22	20.86	2.18480
144	45.82	50.81	19.94	1.34730	45.82	50.81	19.94	2.33071
145	47.33	71.96	40.43	1.69277	47.33	71.96	38.67	2.15944
146	47.33	70.55	38.83	1.66680	47.33	70.55	37.27	2.14989
147	47.33	69.14	37.06	1.64282	47.33	69.14	35.87	2.10137
148	47.33	67.73	36.10	1.61513	47.33	67.73	34.48	2.09124
149	47.33	66.32	34.50	1.58939	47.33	66.32	33.09	2.04211
150	47.33	64.91	33.38	1.56393	47.33	64.91	31.70	2.03127
151	47.33	63.50	31.77	1.53599	47.33	63.50	30.31	1.98242
152	47.33	62.09	30.17	1.51232	47.33	62.09	28.92	1.97083
153	47.33	60.68	28.81	1.49358	47.33	60.68	28.26	2.15917
154	47.33	59.27	27.70	1.46587	47.33	59.27	26.89	2.10781
155	47.33	57.86	26.08	1.44028	47.33	57.86	25.52	2.10443
156	47.33	56.45	24.73	1.42410	47.33	56.45	24.15	2.08978
157	47.33	55.04	23.39	1.39865	47.33	55.04	22.79	2.03958
158	47.33	53.63	22.05	1.36707	47.33	53.63	21.44	2.09760
159	47.33	52.22	20.72	1.35659	47.33	52.22	20.09	2.11230
160	47.33	50.81	19.40	1.35173	47.33	50.81	18.76	2.13842
161	48.84	71.96	40.13	1.77277	48.84	71.96	38.20	2.14952
162	48.84	70.55	38.97	1.75107	48.84	70.55	36.81	2.13951
163	48.84	69.14	37.38	1.71931	48.84	69.14	35.42	2.09314
164	48.84	67.73	36.01	1.70118	48.84	67.73	34.03	2.08294
165	48.84	66.32	34.65	1.66561	48.84	66.32	32.64	2.03614
166	48.84	64.91	33.28	1.64689	48.84	64.91	31.25	2.02572

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	48.84	63.50	32.19	1.62297	48.84	63.50	29.87	1.97934
168	48.84	62.09	30.57	1.59325	48.84	62.09	28.48	1.96877
169	48.84	60.68	29.22	1.57627	48.84	60.68	27.10	1.96286
170	48.84	59.27	28.18	1.55780	48.84	59.27	25.73	1.91400
171	48.84	57.86	26.54	1.52499	48.84	57.86	25.13	2.26615
172	48.84	56.45	25.21	1.51101	48.84	56.45	23.77	2.25531
173	48.84	55.04	23.25	1.48497	48.84	55.04	22.42	2.19567
174	48.84	53.63	22.58	1.46806	48.84	53.63	21.08	2.20059
175	48.84	52.22	21.29	1.46032	48.84	52.22	19.75	2.21319
176	48.84	50.81	20.01	1.45823	48.84	50.81	18.43	2.30010
177	50.35	71.96	40.48	1.87664	50.35	71.96	37.75	2.17977
178	50.35	70.55	39.37	1.85131	50.35	70.55	36.36	2.16985
179	50.35	69.14	37.76	1.82556	50.35	69.14	34.97	2.12445
180	50.35	67.73	36.68	1.80262	50.35	67.73	33.58	2.11481
181	50.35	66.32	35.05	1.77459	50.35	66.32	32.20	2.06913
182	50.35	64.91	33.71	1.75883	50.35	64.91	30.82	2.05984
183	50.35	63.50	32.67	1.74000	50.35	63.50	29.44	2.05538
184	50.35	62.09	31.03	1.70874	50.35	62.09	28.06	2.00606
185	50.35	60.68	29.70	1.69566	50.35	60.68	26.69	2.00273
186	50.35	59.27	28.38	1.66142	50.35	59.27	25.32	1.95556
187	50.35	57.86	27.07	1.64898	50.35	57.86	23.96	1.95414
188	50.35	56.45	25.10	1.61641	50.35	56.45	22.60	1.96018
189	50.35	55.04	23.79	1.60446	50.35	55.04	21.25	1.91472
190	50.35	53.63	22.49	1.59692	50.35	53.63	19.90	1.92619
191	50.35	52.22	20.31	1.58990	50.35	52.22	19.43	2.45392
192	50.35	50.81	19.03	1.55815	50.35	50.81	18.13	2.38906
193	51.86	71.96	40.89	1.99548	51.86	71.96	38.03	2.40487
194	51.86	70.55	39.83	1.97378	51.86	70.55	36.65	2.40307
195	51.86	69.14	38.19	1.94779	51.86	69.14	35.27	2.36061
196	51.86	67.73	36.86	1.93602	51.86	67.73	33.90	2.36045
197	51.86	66.32	35.52	1.90070	51.86	66.32	32.53	2.31843
198	51.86	64.91	34.19	1.88923	51.86	64.91	31.16	2.32032
199	51.86	63.50	32.23	1.86008	51.86	63.50	29.03	2.09818
200	51.86	62.09	30.90	1.84855	51.86	62.09	27.66	2.04898
201	51.86	60.68	29.58	1.81253	51.86	60.68	26.29	2.04770
202	51.86	59.27	28.27	1.80167	51.86	59.27	24.93	2.00084
203	51.86	57.86	26.98	1.79479	51.86	57.86	23.58	2.00274
204	51.86	56.45	24.79	1.75232	51.86	56.45	22.23	1.96159
205	51.86	55.04	23.50	1.74449	51.86	55.04	20.89	1.96883
206	51.86	53.63	22.23	1.73384	51.86	53.63	19.57	1.98733
207	51.86	52.22	20.97	1.70229	51.86	52.22	18.25	1.95772
208	51.86	50.81	18.78	1.70483	51.86	50.81	16.95	1.99048

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	53.37	71.96	40.74	2.14460	53.37	71.96	37.61	2.49461
210	53.37	70.55	39.39	2.10838	53.37	70.55	36.23	2.44820
211	53.37	69.14	38.05	2.09809	53.37	69.14	34.86	2.40527
212	53.37	67.73	36.72	2.06211	53.37	67.73	33.50	2.40602
213	53.37	66.32	35.39	2.05233	53.37	66.32	32.13	2.36360
214	53.37	64.91	34.07	2.01727	53.37	64.91	30.77	2.36722
215	53.37	63.50	32.76	2.00823	53.37	63.50	29.42	2.32650
216	53.37	62.09	31.46	2.00333	53.37	62.09	28.07	2.33394
217	53.37	60.68	29.28	1.96411	53.37	60.68	26.72	2.35033
218	53.37	59.27	27.98	1.95036	53.37	59.27	25.39	2.30973
219	53.37	57.86	26.69	1.91512	53.37	57.86	23.22	2.06286
220	53.37	56.45	25.42	1.91094	53.37	56.45	21.89	2.02012
221	53.37	55.04	24.17	1.91293	53.37	55.04	20.56	2.03212
222	53.37	53.63	21.98	1.86627	53.37	53.63	19.25	2.05772
223	53.37	52.22	20.74	1.86086	53.37	52.22	17.95	2.02682
224	53.37	50.81	16.68	1.86095	53.37	50.81	16.68	2.07087
225	54.88	71.96	41.21	2.30724	54.88	71.96	37.20	2.56394
226	54.88	70.55	39.04	2.28244	54.88	70.55	35.83	2.51549
227	54.88	69.14	37.71	2.27579	54.88	69.14	34.47	2.52080
228	54.88	67.73	36.39	2.23735	54.88	67.73	33.11	2.47196
229	54.88	66.32	35.07	2.23180	54.88	66.32	31.75	2.42748
230	54.88	64.91	33.76	2.17627	54.88	64.91	30.40	2.43251
231	54.88	63.50	32.46	2.17185	54.88	63.50	29.05	2.38969
232	54.88	62.09	31.17	2.13611	54.88	62.09	27.71	2.39962
233	54.88	60.68	29.89	2.13368	54.88	60.68	26.38	2.36047
234	54.88	59.27	28.62	2.13894	54.88	59.27	25.05	2.37731
235	54.88	57.86	26.43	2.10543	54.88	57.86	23.74	2.40694
236	54.88	56.45	25.18	2.08935	54.88	56.45	22.44	2.37249
237	54.88	55.04	23.94	2.05715	54.88	55.04	20.25	2.12703
238	54.88	53.63	18.96	2.03717	54.88	53.63	18.96	2.08837
239	54.88	52.22	17.69	2.03386	54.88	52.22	17.69	2.11666
240	54.88	50.81	19.36	2.02987	54.88	50.81	16.43	2.17291
241	56.39	71.96	40.88	2.44917	56.39	71.96	37.59	2.78174
242	56.39	70.55	39.56	2.44487	56.39	70.55	36.23	2.79297
243	56.39	69.14	38.25	2.39919	56.39	69.14	34.88	2.75055
244	56.39	67.73	36.95	2.40944	56.39	67.73	33.54	2.76695
245	56.39	66.32	35.65	2.40038	56.39	66.32	32.20	2.72573
246	56.39	64.91	33.47	2.37138	56.39	64.91	30.87	2.74873
247	56.39	63.50	32.18	2.37369	56.39	63.50	28.70	2.50128
248	56.39	62.09	30.90	2.33480	56.39	62.09	27.37	2.50957
249	56.39	60.68	29.63	2.32897	56.39	60.68	26.05	2.46261
250	56.39	59.27	28.38	2.28603	56.39	59.27	24.74	2.48148

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	56.39	57.86	26.19	2.30898	56.39	57.86	23.44	2.44166
252	56.39	56.45	24.95	2.27532	56.39	56.45	22.15	2.47217
253	56.39	55.04	23.74	2.26693	56.39	55.04	20.88	2.52553
254	56.39	53.63	21.56	2.28714	56.39	53.63	19.63	2.50200
255	56.39	52.22	20.37	2.23533	56.39	52.22	18.41	2.58388
256	56.39	50.81	16.23	2.20128	56.39	50.81	16.23	2.25734

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제2교 A1
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	전답토	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.69	2	6.89	30.87
3	15.49	30.40	4	15.76	31.74
5	15.97	32.78	6	17.37	33.55
7	21.14	33.58	8	24.31	32.46
9	39.03	32.36	10	50.80	38.90
11	51.80	38.90	12	51.80	40.00
13	53.10	40.00	14	53.10	43.04
15	53.60	43.04	16	106.25	43.04
17	51.80	36.50	18	50.00	36.50
19	50.00	35.00	20	56.25	35.00
21	56.25	36.50	22	53.60	36.50
23	47.65	32.55	24	106.25	32.26
25	20.71	31.81	26	75.24	31.70
27	106.25	31.63	28	0.00	27.12
29	20.71	26.81	30	51.78	27.59
31	106.25	27.33	32	0.00	26.63

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	51.78	24.89	34	106.25	24.63

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	29.60	2	106.25	29.60

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	32.67	71.03	44.12	2.20020	32.67	71.03	44.12	3.09801
2	32.67	69.87	43.06	2.27393	32.67	69.87	43.06	3.17699
3	32.67	68.71	42.00	2.31176	32.67	68.71	42.00	3.19259
4	32.67	67.55	40.94	2.39842	32.67	67.55	40.94	3.22859
5	32.67	66.39	39.89	2.40302	32.67	66.39	39.89	3.20988
6	32.67	65.23	38.85	2.50481	32.67	65.23	38.85	3.31587
7	32.67	64.07	37.81	2.52510	32.67	64.07	37.81	3.31098
8	32.67	62.91	36.79	3.16941	32.67	62.91	36.79	3.96004
9	32.67	61.75	36.19	4.86468	32.67	61.75	36.19	5.87447
10	32.67	60.59	35.20	5.24739	32.67	60.59	35.20	6.19647
11	32.67	59.43	34.21	5.80646	32.67	59.43	34.21	6.76710
12	32.67	58.27	33.72	6.43185	32.67	58.27	26.65	6.61858
13	32.67	57.11	25.79	6.19147	32.67	57.11	25.79	6.19147
14	32.67	55.95	25.15	5.41206	32.67	55.95	25.15	5.41206
15	32.67	54.79	24.12	5.98500	32.67	54.79	24.12	5.98500
16	32.67	53.63	23.57	5.60961	32.67	53.63	23.57	5.60961
17	34.00	71.03	44.66	2.31231	34.00	71.03	44.66	3.71266
18	34.00	69.87	43.61	2.36618	34.00	69.87	43.61	3.78736
19	34.00	68.71	42.56	2.38144	34.00	68.71	42.56	3.78537
20	34.00	67.55	41.52	3.11932	34.00	67.55	41.52	4.54597
21	34.00	66.39	40.49	3.53817	34.00	66.39	40.49	4.94565
22	34.00	65.23	39.46	3.88974	34.00	65.23	39.46	5.32207
23	34.00	64.07	38.44	4.18621	34.00	64.07	38.44	5.63660
24	34.00	62.91	37.43	4.49681	34.00	62.91	37.43	5.92866
25	34.00	61.75	36.42	4.91619	34.00	61.75	36.42	6.37103
26	34.00	60.59	35.43	4.93612	34.00	60.59	35.43	6.37045
27	34.00	59.43	34.45	5.38989	34.00	59.43	34.45	6.84900
28	34.00	58.27	33.47	5.62180	34.00	58.27	33.47	7.02900
29	34.00	57.11	32.52	5.98785	34.00	57.11	37.82	7.25386
30	34.00	55.95	24.05	4.53614	34.00	55.95	24.05	4.53614
31	34.00	54.79	23.41	4.21709	34.00	54.79	23.41	4.21709
32	34.00	53.63	22.61	4.06130	34.00	53.63	22.61	4.06130
33	35.33	71.03	42.45	1.97407	35.33	71.03	42.45	2.68581
34	35.33	69.87	41.41	1.96965	35.33	69.87	41.41	2.73053
35	35.33	68.71	40.38	1.99642	35.33	68.71	40.38	2.78029
36	35.33	67.55	39.36	1.99905	35.33	67.55	39.36	2.77968
37	35.33	66.39	38.35	2.00505	35.33	66.39	38.35	2.78373
38	35.33	65.23	37.34	2.03853	35.33	65.23	37.34	2.84188
39	35.33	64.07	36.35	2.04162	35.33	64.07	36.35	2.84245
40	35.33	62.91	35.36	2.08538	35.33	62.91	35.36	2.91510

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	35.33	61.75	34.39	2.09166	35.33	61.75	34.39	2.91820
42	35.33	60.59	33.43	2.12933	35.33	60.59	33.43	2.95486
43	35.33	59.43	32.48	2.33733	35.33	59.43	32.48	3.19398
44	35.33	58.27	31.54	2.46127	35.33	58.27	31.54	3.31708
45	35.33	57.11	30.62	2.60333	35.33	57.11	30.62	3.49760
46	35.33	55.95	32.37	6.15085	35.33	55.95	36.65	7.04319
47	35.33	54.79	31.46	6.49604	35.33	54.79	35.19	7.19005
48	35.33	53.63	30.57	6.73049	35.33	53.63	34.41	7.33765
49	36.66	71.03	41.28	1.76371	36.66	71.03	41.28	2.25134
50	36.66	69.87	40.23	1.79317	36.66	69.87	40.23	2.29635
51	36.66	68.71	39.19	1.77979	36.66	68.71	39.19	2.28043
52	36.66	67.55	38.15	1.78435	36.66	67.55	38.15	2.28322
53	36.66	66.39	37.59	1.85160	36.66	66.39	37.59	2.54228
54	36.66	65.23	36.58	1.85157	36.66	65.23	36.58	2.59586
55	36.66	64.07	35.58	1.88604	36.66	64.07	35.58	2.65840
56	36.66	62.91	34.59	1.89419	36.66	62.91	34.59	2.66837
57	36.66	61.75	33.62	1.93257	36.66	61.75	33.62	2.73983
58	36.66	60.59	32.65	1.93778	36.66	60.59	32.65	2.74676
59	36.66	59.43	31.69	1.94897	36.66	59.43	31.69	2.76204
60	36.66	58.27	30.75	1.99810	36.66	58.27	30.75	2.84801
61	36.66	57.11	29.83	2.01519	36.66	57.11	29.83	2.86968
62	36.66	55.95	28.92	2.26049	36.66	55.95	28.92	3.16126
63	36.66	54.79	28.04	2.39629	36.66	54.79	28.04	3.30386
64	36.66	53.63	27.83	3.56859	36.66	53.63	27.83	4.88172
65	37.99	71.03	40.67	1.61845	37.99	71.03	40.67	2.08701
66	37.99	69.87	39.57	1.60438	37.99	69.87	39.57	2.06212
67	37.99	68.71	38.47	1.59301	37.99	68.71	38.47	2.04046
68	37.99	67.55	37.72	1.63925	37.99	67.55	37.72	2.18401
69	37.99	66.39	36.59	1.63918	37.99	66.39	36.59	2.17717
70	37.99	65.23	35.52	1.63281	37.99	65.23	35.52	2.16012
71	37.99	64.07	34.55	1.66601	37.99	64.07	34.55	2.22560
72	37.99	62.91	33.50	1.66724	37.99	62.91	33.50	2.21825
73	37.99	61.75	32.80	1.71833	37.99	61.75	32.62	2.37287
74	37.99	60.59	31.61	1.72023	37.99	60.59	31.61	2.36461
75	37.99	59.43	30.83	1.75006	37.99	59.43	30.83	2.50956
76	37.99	58.27	29.86	1.79557	37.99	58.27	29.86	2.59036
77	37.99	57.11	28.91	1.80240	37.99	57.11	28.91	2.59783
78	37.99	55.95	27.97	1.81733	37.99	55.95	27.97	2.61656
79	37.99	54.79	27.63	2.00760	37.99	54.79	27.63	3.15689
80	37.99	53.63	26.75	2.23006	37.99	53.63	26.75	3.44348
81	39.32	71.03	39.96	1.52098	39.32	71.03	39.96	1.88267
82	39.32	69.87	39.11	1.54453	39.32	69.87	39.11	2.00629

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	39.32	68.71	38.00	1.54421	39.32	68.71	38.00	2.01045
84	39.32	67.55	36.89	1.52767	39.32	67.55	36.89	1.98234
85	39.32	66.39	35.79	1.53051	39.32	66.39	35.79	1.98967
86	39.32	65.23	35.01	1.55797	39.32	65.23	35.01	2.11108
87	39.32	64.07	33.93	1.54559	39.32	64.07	33.93	2.08613
88	39.32	62.91	32.85	1.55601	39.32	62.91	32.85	2.10426
89	39.32	61.75	32.15	1.60603	39.32	61.75	32.15	2.28342
90	39.32	60.59	31.10	1.59854	39.32	60.59	31.10	2.26406
91	39.32	59.43	30.06	1.62344	39.32	59.43	30.06	2.30398
92	39.32	58.27	29.02	1.61861	39.32	58.27	29.02	2.28613
93	39.32	57.11	28.46	1.66133	39.32	57.11	28.46	2.50453
94	39.32	55.95	27.46	1.69073	39.32	55.95	27.46	2.56090
95	39.32	54.79	26.47	1.69364	39.32	54.79	26.47	2.55286
96	39.32	53.63	25.50	1.73372	39.32	53.63	25.50	2.62384
97	40.65	71.03	39.41	1.49208	40.65	71.03	39.41	1.83322
98	40.65	69.87	38.48	1.49794	40.65	69.87	38.48	1.87878
99	40.65	68.71	37.35	1.47609	40.65	68.71	37.35	1.84494
100	40.65	67.55	36.22	1.46974	40.65	67.55	36.22	1.83892
101	40.65	66.39	35.34	1.47429	40.65	66.39	35.34	1.89516
102	40.65	65.23	34.23	1.45530	40.65	65.23	34.23	1.86417
103	40.65	64.07	33.12	1.46443	40.65	64.07	33.12	1.87530
104	40.65	62.91	32.31	1.49286	40.65	62.91	32.31	2.03952
105	40.65	61.75	31.22	1.49847	40.65	61.75	31.22	2.05321
106	40.65	60.59	30.13	1.48277	40.65	60.59	30.13	1.99493
107	40.65	59.43	29.42	1.51683	40.65	59.43	29.42	2.18010
108	40.65	58.27	28.36	1.53181	40.65	58.27	28.36	2.20915
109	40.65	57.11	27.30	1.53137	40.65	57.11	27.30	2.19304
110	40.65	55.95	26.70	1.58564	40.65	55.95	26.70	2.41363
111	40.65	54.79	25.68	1.61022	40.65	54.79	25.68	2.46377
112	40.65	53.63	24.68	1.61159	40.65	53.63	24.68	2.45289
113	41.98	71.03	39.15	1.48485	41.98	71.03	38.90	1.77541
114	41.98	69.87	38.00	1.45863	41.98	69.87	37.86	1.78907
115	41.98	68.71	36.86	1.44720	41.98	68.71	36.72	1.77420
116	41.98	67.55	35.72	1.42079	41.98	67.55	35.72	1.76949
117	41.98	66.39	34.76	1.43648	41.98	66.39	34.76	1.81842
118	41.98	65.23	33.62	1.42663	41.98	65.23	33.62	1.80858
119	41.98	64.07	32.71	1.44440	41.98	64.07	32.71	1.87077
120	41.98	62.91	31.59	1.43947	41.98	62.91	31.59	1.86884
121	41.98	61.75	30.47	1.41620	41.98	61.75	30.47	1.83061
122	41.98	60.59	29.63	1.43493	41.98	60.59	29.63	1.98011
123	41.98	59.43	28.53	1.43453	41.98	59.43	28.53	1.95781
124	41.98	58.27	27.43	1.41770	41.98	58.27	27.43	1.92601

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	41.98	57.11	26.69	1.46290	41.98	57.11	26.69	2.10057
126	41.98	55.95	25.62	1.44930	41.98	55.95	25.62	2.06995
127	41.98	54.79	24.56	1.46440	41.98	54.79	24.56	2.09815
128	41.98	53.63	23.93	1.51882	41.98	53.63	23.93	2.36228
129	43.31	71.03	39.21	1.52049	43.31	71.03	38.53	1.94030
130	43.31	69.87	38.07	1.50786	43.31	69.87	37.80	1.91967
131	43.31	68.71	36.93	1.48047	43.31	68.71	36.22	1.89018
132	43.31	67.55	35.63	1.46916	43.31	67.55	35.50	1.86646
133	43.31	66.39	34.49	1.44192	43.31	66.39	34.35	1.85514
134	43.31	65.23	33.34	1.42865	43.31	65.23	33.20	1.81111
135	43.31	64.07	32.20	1.40160	43.31	64.07	32.05	1.79901
136	43.31	62.91	31.06	1.38867	43.31	62.91	30.90	1.75366
137	43.31	61.75	29.92	1.36237	43.31	61.75	29.92	1.74991
138	43.31	60.59	28.98	1.40153	43.31	60.59	28.98	1.84266
139	43.31	59.43	27.85	1.38194	43.31	59.43	27.85	1.80702
140	43.31	58.27	26.97	1.40308	43.31	58.27	26.97	1.97682
141	43.31	57.11	25.86	1.38540	43.31	57.11	25.86	1.91173
142	43.31	55.95	25.06	1.40156	43.31	55.95	25.06	2.02218
143	43.31	54.79	23.97	1.40362	43.31	54.79	23.97	2.03437
144	43.31	53.63	22.89	1.41276	43.31	53.63	22.89	2.05701
145	44.64	71.03	39.13	1.59324	44.64	71.03	38.03	1.97835
146	44.64	69.87	37.98	1.56555	44.64	69.87	36.88	1.90511
147	44.64	68.71	36.84	1.55169	44.64	68.71	36.38	2.05145
148	44.64	67.55	35.70	1.52361	44.64	67.55	35.23	1.99659
149	44.64	66.39	34.55	1.50982	44.64	66.39	34.09	1.99023
150	44.64	65.23	33.41	1.48158	44.64	65.23	32.94	1.94759
151	44.64	64.07	32.27	1.46785	44.64	64.07	31.79	1.94113
152	44.64	62.91	31.13	1.43986	44.64	62.91	30.65	1.88482
153	44.64	61.75	29.99	1.43808	44.64	61.75	29.51	1.87767
154	44.64	60.59	28.86	1.43410	44.64	60.59	28.36	1.83311
155	44.64	59.43	27.73	1.41035	44.64	59.43	27.22	1.82555
156	44.64	58.27	26.59	1.40120	44.64	58.27	26.59	2.00016
157	44.64	57.11	25.47	1.38028	44.64	57.11	25.47	1.96098
158	44.64	55.95	24.34	1.37894	44.64	55.95	24.34	1.96634
159	44.64	54.79	23.22	1.37625	44.64	54.79	23.22	1.97266
160	44.64	53.63	22.10	1.35068	44.64	53.63	22.10	1.89443
161	45.97	71.03	39.36	1.67197	45.97	71.03	37.54	1.95636
162	45.97	69.87	38.22	1.66000	45.97	69.87	37.05	2.13822
163	45.97	68.71	37.08	1.64131	45.97	68.71	35.90	2.13338
164	45.97	67.55	35.45	1.62514	45.97	67.55	34.76	2.09531
165	45.97	66.39	34.81	1.60028	45.97	66.39	33.61	2.09109
166	45.97	65.23	33.17	1.58246	45.97	65.23	32.47	2.05192

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	45.97	64.07	32.03	1.56988	45.97	64.07	31.32	2.04827
168	45.97	62.91	30.90	1.53994	45.97	62.91	30.18	2.00835
169	45.97	61.75	29.76	1.52752	45.97	61.75	29.04	2.00524
170	45.97	60.59	28.63	1.48401	45.97	60.59	27.90	1.96520
171	45.97	59.43	27.50	1.46009	45.97	59.43	26.77	1.96266
172	45.97	58.27	26.37	1.45043	45.97	58.27	25.63	1.96642
173	45.97	57.11	25.25	1.41972	45.97	57.11	24.50	1.92185
174	45.97	55.95	24.13	1.41086	45.97	55.95	24.13	2.06802
175	45.97	54.79	23.01	1.38358	45.97	54.79	23.01	2.02708
176	45.97	53.63	21.90	1.39726	45.97	53.63	21.90	2.05582
177	47.30	71.03	39.12	1.75539	47.30	71.03	37.72	2.14866
178	47.30	69.87	37.98	1.74423	47.30	69.87	36.58	2.14545
179	47.30	68.71	36.85	1.71368	47.30	68.71	35.43	2.10790
180	47.30	67.55	35.71	1.69043	47.30	67.55	34.29	2.10580
181	47.30	66.39	34.58	1.65934	47.30	66.39	33.14	2.06699
182	47.30	65.23	33.45	1.64839	47.30	65.23	32.00	2.06605
183	47.30	64.07	32.32	1.62820	47.30	64.07	30.86	2.02618
184	47.30	62.91	31.20	1.62930	47.30	62.91	29.72	2.02647
185	47.30	61.75	30.07	1.59781	47.30	61.75	28.59	1.98591
186	47.30	60.59	28.95	1.59979	47.30	60.59	27.45	1.98757
187	47.30	59.43	27.84	1.56892	47.30	59.43	26.32	1.94698
188	47.30	58.27	26.72	1.56566	47.30	58.27	25.19	1.95025
189	47.30	57.11	24.83	1.54264	47.30	57.11	24.06	1.91090
190	47.30	55.95	23.71	1.53459	47.30	55.95	22.94	1.91624
191	47.30	54.79	22.60	1.51616	47.30	54.79	22.60	2.19050
192	47.30	53.63	21.50	1.48419	47.30	53.63	21.50	2.15010
193	48.63	71.03	39.40	1.85548	48.63	71.03	37.25	2.16461
194	48.63	69.87	38.27	1.84498	48.63	69.87	36.11	2.12681
195	48.63	68.71	37.15	1.82012	48.63	68.71	34.96	2.12568
196	48.63	67.55	36.02	1.81017	48.63	67.55	33.82	2.08647
197	48.63	66.39	34.90	1.78519	48.63	66.39	32.68	2.04984
198	48.63	65.23	33.78	1.77580	48.63	65.23	31.54	2.04640
199	48.63	64.07	31.89	1.74668	48.63	64.07	30.41	2.00896
200	48.63	62.91	30.77	1.73673	48.63	62.91	29.27	2.00695
201	48.63	61.75	29.65	1.69425	48.63	61.75	28.14	1.96912
202	48.63	60.59	28.54	1.67195	48.63	60.59	27.01	1.96876
203	48.63	59.43	27.43	1.64016	48.63	59.43	25.88	1.93128
204	48.63	58.27	26.32	1.63076	48.63	58.27	24.75	1.93290
205	48.63	57.11	25.22	1.60062	48.63	57.11	23.63	1.89710
206	48.63	55.95	24.12	1.59210	48.63	55.95	22.51	1.90128
207	48.63	54.79	23.03	1.58841	48.63	54.79	21.40	1.91427
208	48.63	53.63	21.95	1.56052	48.63	53.63	20.29	1.91657

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	49.96	71.03	38.96	1.97677	49.96	71.03	36.78	2.18638
210	49.96	69.87	37.84	1.94453	49.96	69.87	35.64	2.14966
211	49.96	68.71	36.72	1.93707	49.96	68.71	34.50	2.14651
212	49.96	67.55	35.60	1.90399	49.96	67.55	33.36	2.10851
213	49.96	66.39	34.48	1.88590	49.96	66.39	32.23	2.10714
214	49.96	65.23	33.36	1.85222	49.96	65.23	31.09	2.06801
215	49.96	64.07	32.25	1.81281	49.96	64.07	29.96	2.06864
216	49.96	62.91	31.15	1.80354	49.96	62.91	28.83	2.02865
217	49.96	61.75	30.04	1.79011	49.96	61.75	27.70	2.03159
218	49.96	60.59	28.94	1.79378	49.96	60.59	26.57	1.99121
219	49.96	59.43	27.85	1.77469	49.96	59.43	25.45	1.99693
220	49.96	58.27	26.76	1.76816	49.96	58.27	24.33	1.95699
221	49.96	57.11	24.83	1.75551	49.96	57.11	23.21	1.96624
222	49.96	55.95	23.74	1.70941	49.96	55.95	22.10	1.92823
223	49.96	54.79	22.66	1.69414	49.96	54.79	20.99	1.94217
224	49.96	53.63	21.59	1.66247	49.96	53.63	19.89	1.90891
225	51.29	71.03	39.31	2.07401	51.29	71.03	37.04	2.36769
226	51.29	69.87	38.19	2.05329	51.29	69.87	35.91	2.37264
227	51.29	68.71	37.08	2.05865	51.29	68.71	34.78	2.33530
228	51.29	67.55	35.97	2.03797	51.29	67.55	33.65	2.34320
229	51.29	66.39	34.86	2.02696	51.29	66.39	32.52	2.30479
230	51.29	65.23	33.76	2.00046	51.29	65.23	31.40	2.26951
231	51.29	64.07	31.85	1.98771	51.29	64.07	30.27	2.27684
232	51.29	62.91	30.75	1.94111	51.29	62.91	29.15	2.24138
233	51.29	61.75	29.65	1.93753	51.29	61.75	27.27	2.06025
234	51.29	60.59	28.56	1.90203	51.29	60.59	26.14	2.02073
235	51.29	59.43	27.47	1.87911	51.29	59.43	25.03	2.02526
236	51.29	58.27	26.39	1.84443	51.29	58.27	23.91	1.98649
237	51.29	57.11	25.31	1.84387	51.29	57.11	22.80	1.99520
238	51.29	55.95	24.25	1.82819	51.29	55.95	21.70	1.95882
239	51.29	54.79	20.60	1.82650	51.29	54.79	20.60	1.97319
240	51.29	53.63	19.51	1.78278	51.29	53.63	19.51	1.94220
241	52.62	71.03	38.89	2.22090	52.62	71.03	36.60	2.44789
242	52.62	69.87	37.78	2.18866	52.62	69.87	35.47	2.40834
243	52.62	68.71	36.67	2.17350	52.62	68.71	34.34	2.37115
244	52.62	67.55	35.57	2.13340	52.62	67.55	33.21	2.37725
245	52.62	66.39	34.47	2.12990	52.62	66.39	32.09	2.33905
246	52.62	65.23	33.37	2.09631	52.62	65.23	30.97	2.34890
247	52.62	64.07	32.28	2.08360	52.62	64.07	29.85	2.31000
248	52.62	62.91	31.19	2.05999	52.62	62.91	28.74	2.32431
249	52.62	61.75	30.11	2.07303	52.62	61.75	27.63	2.28521
250	52.62	60.59	29.04	2.05162	52.62	60.59	26.52	2.25100

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	52.62	59.43	27.10	2.04742	52.62	59.43	25.42	2.26649
252	52.62	58.27	26.03	1.99954	52.62	58.27	24.33	2.23426
253	52.62	57.11	24.97	1.99313	52.62	57.11	23.24	2.25664
254	52.62	55.95	21.31	1.94223	52.62	55.95	21.31	1.99958
255	52.62	54.79	20.23	1.93912	52.62	54.79	20.23	2.01380
256	52.62	53.63	21.83	1.91371	52.62	53.63	19.15	2.04181

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제2교 A2
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	전답층(모래)	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.10	2	4.30	30.30
3	8.20	29.80	4	15.70	30.50
5	15.80	30.90	6	16.30	32.40
7	18.60	33.30	8	21.60	33.30
9	25.20	31.40	10	26.00	31.50
11	35.80	31.50	12	39.80	33.50
13	41.30	33.60	14	50.80	38.90
15	51.80	38.90	16	51.80	40.00
17	53.10	40.00	18	53.10	43.00
19	53.60	43.00	20	96.60	43.30
21	51.80	36.50	22	50.00	36.50
23	50.00	35.00	24	56.30	35.00
25	56.30	36.50	26	53.60	36.50
27	96.60	31.40	28	96.60	30.90
29	0.00	26.40	30	28.10	26.80
31	96.60	27.00	32	0.00	26.20

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	28.10	25.90	34	96.60	25.90

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	28.61	2	96.60	28.61

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	9.50	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	9.50	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	9.50	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	9.50	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	26.22	81.41	55.47	2.54396	26.22	81.41	55.47	3.07208
2	26.22	79.84	54.37	4.75928	26.22	79.84	54.37	5.38709
3	26.22	78.27	52.94	5.07014	26.22	78.27	52.94	5.67357
4	26.22	76.70	51.99	5.95319	26.22	76.70	51.99	6.63626
5	26.22	75.13	50.59	6.27191	26.22	75.13	50.59	6.94785
6	26.22	73.56	49.20	6.43056	26.22	73.56	49.20	7.08092
7	26.22	71.99	47.83	6.75297	26.22	71.99	47.83	7.39425
8	26.22	70.42	46.99	7.30901	26.22	70.42	46.99	8.16561
9	26.22	68.85	45.66	7.38923	26.22	68.85	45.66	8.19033
10	26.22	67.28	44.91	7.73275	26.22	67.28	44.91	8.63907
11	26.22	65.71	44.22	8.09549	26.22	65.71	44.22	9.08567
12	26.22	64.14	42.35	8.35270	26.22	64.14	42.35	9.21869
13	26.22	62.57	34.25	7.79016	26.22	62.57	34.25	7.79016
14	26.22	61.00	33.22	6.70229	26.22	61.00	33.22	6.70229
15	26.22	59.43	32.26	5.91782	26.22	59.43	32.26	5.91782
16	26.22	57.86	31.36	6.29596	26.22	57.86	31.36	6.29596
17	28.10	81.41	54.68	2.16567	28.10	81.41	54.68	2.73199
18	28.10	79.84	53.20	2.25519	28.10	79.84	53.20	2.80862
19	28.10	78.27	52.17	2.43727	28.10	78.27	52.17	3.11109
20	28.10	76.70	50.71	2.48028	28.10	76.70	50.71	3.12462
21	28.10	75.13	49.27	3.27672	28.10	75.13	49.27	3.90916
22	28.10	73.56	48.21	4.88601	28.10	73.56	48.21	5.57591
23	28.10	71.99	46.80	5.09495	28.10	71.99	46.80	5.75423
24	28.10	70.42	45.72	5.74628	28.10	70.42	45.72	6.45291
25	28.10	68.85	44.34	6.09227	28.10	68.85	44.34	6.78750
26	28.10	67.28	43.35	6.57860	28.10	67.28	43.35	7.45244
27	28.10	65.71	42.01	6.97021	28.10	65.71	42.01	7.81029
28	28.10	64.14	41.64	7.33423	28.10	64.14	41.12	8.35517
29	28.10	62.57	39.84	7.51612	28.10	62.57	39.84	8.39182
30	28.10	61.00	39.13	7.94773	28.10	61.00	39.13	8.89187
31	28.10	59.43	39.24	8.17789	28.10	59.43	39.24	9.21465
32	28.10	57.86	39.50	8.40455	28.10	57.86	39.50	9.52581
33	29.98	81.41	54.49	2.00356	29.98	81.41	53.70	2.57569
34	29.98	79.84	53.01	2.01593	29.98	79.84	52.20	2.54057
35	29.98	78.27	51.12	2.03733	29.98	78.27	51.12	2.64675
36	29.98	76.70	49.65	2.05979	29.98	76.70	49.65	2.65846
37	29.98	75.13	48.18	2.05598	29.98	75.13	48.18	2.62478
38	29.98	73.56	47.17	2.32413	29.98	73.56	47.17	3.01815
39	29.98	71.99	45.73	2.38750	29.98	71.99	45.73	3.07184
40	29.98	70.42	44.30	2.41600	29.98	70.42	44.30	3.06891

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	29.98	68.85	43.38	4.41622	29.98	68.85	43.38	5.15619
42	29.98	67.28	41.98	4.87957	29.98	67.28	41.98	5.60878
43	29.98	65.71	40.59	5.35067	29.98	65.71	40.59	6.06926
44	29.98	64.14	39.78	6.18863	29.98	64.14	39.78	7.14129
45	29.98	62.57	38.44	6.41140	29.98	62.57	38.44	7.32410
46	29.98	61.00	37.73	7.00614	29.98	61.00	43.05	7.86060
47	29.98	59.43	36.45	7.42653	29.98	59.43	41.94	7.90527
48	29.98	57.86	35.18	7.70178	29.98	57.86	40.86	8.20443
49	31.86	81.41	53.90	1.98535	31.86	81.41	53.51	2.77916
50	31.86	79.84	52.02	1.98443	31.86	79.84	52.02	2.74377
51	31.86	78.27	50.94	1.98277	31.86	78.27	50.53	2.72990
52	31.86	76.70	49.46	1.99476	31.86	76.70	49.05	2.74265
53	31.86	75.13	47.57	2.00430	31.86	75.13	47.57	2.70642
54	31.86	73.56	46.54	2.00373	31.86	73.56	46.10	2.68256
55	31.86	71.99	44.64	2.03207	31.86	71.99	44.64	2.64964
56	31.86	70.42	43.18	2.06180	31.86	70.42	43.18	2.66788
57	31.86	68.85	42.20	2.23634	31.86	68.85	42.20	2.97710
58	31.86	67.28	40.78	2.32853	31.86	67.28	40.78	3.06277
59	31.86	65.71	39.88	3.11658	31.86	65.71	39.88	4.02495
60	31.86	64.14	38.49	4.06179	31.86	64.14	38.49	4.86197
61	31.86	62.57	37.12	4.53395	31.86	62.57	37.12	5.32739
62	31.86	61.00	36.34	5.73211	31.86	61.00	36.34	6.77585
63	31.86	59.43	35.02	5.97597	31.86	59.43	35.02	6.96257
64	31.86	57.86	26.99	3.75122	31.86	57.86	26.99	3.75122
65	33.74	81.41	51.93	1.84494	33.74	81.41	51.93	2.29917
66	33.74	79.84	50.46	1.86233	33.74	79.84	50.46	2.31927
67	33.74	78.27	48.99	1.85486	33.74	78.27	48.99	2.30091
68	33.74	76.70	47.52	1.87230	33.74	76.70	47.52	2.32070
69	33.74	75.13	48.25	1.96975	33.74	75.13	48.25	3.24367
70	33.74	73.56	46.80	2.05119	33.74	73.56	46.80	3.33248
71	33.74	71.99	45.36	2.11314	33.74	71.99	45.36	3.36983
72	33.74	70.42	43.93	2.18731	33.74	70.42	43.93	3.44961
73	33.74	68.85	42.51	2.25258	33.74	68.85	42.51	3.52007
74	33.74	67.28	41.09	2.26846	33.74	67.28	41.09	3.50544
75	33.74	65.71	39.69	2.34452	33.74	65.71	39.69	3.54710
76	33.74	64.14	38.31	2.94349	33.74	64.14	38.31	4.08696
77	33.74	62.57	36.94	3.87231	33.74	62.57	36.94	5.01723
78	33.74	61.00	35.58	4.30392	33.74	61.00	35.58	5.45209
79	33.74	59.43	34.24	4.67485	33.74	59.43	34.24	5.78377
80	33.74	57.86	32.93	5.13813	33.74	57.86	32.93	6.24552
81	35.62	81.41	51.06	1.60737	35.62	81.41	51.06	1.96877
82	35.62	79.84	49.52	1.58492	35.62	79.84	49.52	1.92738

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	35.62	78.27	48.26	1.68010	35.62	78.27	48.26	2.11743
84	35.62	76.70	46.80	1.69216	35.62	76.70	46.80	2.13724
85	35.62	75.13	45.34	1.67376	35.62	75.13	45.34	2.11381
86	35.62	73.56	43.89	1.69601	35.62	73.56	43.89	2.14431
87	35.62	71.99	43.20	1.81356	35.62	71.99	43.20	2.50983
88	35.62	70.42	41.78	1.82517	35.62	70.42	41.78	2.58584
89	35.62	68.85	40.38	1.82522	35.62	68.85	40.38	2.57949
90	35.62	67.28	38.98	1.85415	35.62	67.28	38.98	2.62447
91	35.62	65.71	37.60	1.89073	35.62	65.71	37.60	2.68050
92	35.62	64.14	36.24	1.89262	35.62	64.14	36.24	2.67318
93	35.62	62.57	34.89	1.93188	35.62	62.57	34.89	2.73330
94	35.62	61.00	33.56	1.94194	35.62	61.00	33.56	2.73427
95	35.62	59.43	32.25	1.98969	35.62	59.43	32.25	2.80444
96	35.62	57.86	30.97	2.02033	35.62	57.86	30.97	2.82767
97	37.50	81.41	50.48	1.54617	37.50	81.41	50.23	1.86499
98	37.50	79.84	48.93	1.51864	37.50	79.84	48.79	1.84175
99	37.50	78.27	47.38	1.51296	37.50	78.27	47.38	1.85751
100	37.50	76.70	46.00	1.52205	37.50	76.70	46.00	1.88652
101	37.50	75.13	44.45	1.50960	37.50	75.13	44.45	1.86431
102	37.50	73.56	43.12	1.51090	37.50	73.56	43.12	1.89242
103	37.50	71.99	41.82	1.51451	37.50	71.99	41.82	1.97366
104	37.50	70.42	40.30	1.50687	37.50	70.42	40.30	1.95761
105	37.50	68.85	39.06	1.51954	37.50	68.85	39.06	2.04100
106	37.50	67.28	37.56	1.51760	37.50	67.28	37.56	2.03076
107	37.50	65.71	36.43	1.54805	37.50	65.71	36.43	2.17299
108	37.50	64.14	34.96	1.55452	37.50	64.14	34.96	2.17368
109	37.50	62.57	33.50	1.54543	37.50	62.57	33.50	2.09812
110	37.50	61.00	32.61	1.68363	37.50	61.00	32.61	2.46146
111	37.50	59.43	31.29	1.71636	37.50	59.43	31.29	2.51950
112	37.50	57.86	29.99	1.75455	37.50	57.86	29.99	2.58836
113	39.38	81.41	50.47	1.59872	39.38	81.41	49.53	1.95997
114	39.38	79.84	48.92	1.56930	39.38	79.84	48.48	1.99236
115	39.38	78.27	47.37	1.55165	39.38	78.27	47.00	1.95453
116	39.38	76.70	45.67	1.53645	39.38	76.70	45.35	1.91529
117	39.38	75.13	44.12	1.50649	39.38	75.13	43.78	1.88748
118	39.38	73.56	42.56	1.48907	39.38	73.56	42.22	1.83488
119	39.38	71.99	41.01	1.47315	39.38	71.99	40.87	1.84108
120	39.38	70.42	39.46	1.44314	39.38	70.42	39.46	1.81965
121	39.38	68.85	38.10	1.46512	39.38	68.85	38.10	1.87425
122	39.38	67.28	36.56	1.43739	39.38	67.28	36.56	1.82142
123	39.38	65.71	35.24	1.45274	39.38	65.71	35.24	1.92490
124	39.38	64.14	33.98	1.46054	39.38	64.14	33.98	1.99756

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	39.38	62.57	32.47	1.45655	39.38	62.57	32.47	1.95820
126	39.38	61.00	31.28	1.47300	39.38	61.00	31.28	2.05322
127	39.38	59.43	30.15	1.51722	39.38	59.43	30.15	2.23244
128	39.38	57.86	28.71	1.50639	39.38	57.86	28.71	2.18903
129	41.26	81.41	50.46	1.65740	41.26	81.41	49.10	2.04722
130	41.26	79.84	48.91	1.62646	41.26	79.84	47.54	2.02681
131	41.26	78.27	47.36	1.60735	41.26	78.27	45.97	1.97848
132	41.26	76.70	45.66	1.59088	41.26	76.70	44.41	1.95624
133	41.26	75.13	44.11	1.55906	41.26	75.13	43.42	2.06763
134	41.26	73.56	42.56	1.53951	41.26	73.56	41.85	2.04428
135	41.26	71.99	41.01	1.52106	41.26	71.99	40.29	2.02217
136	41.26	70.42	39.46	1.48860	41.26	70.42	38.73	1.96863
137	41.26	68.85	37.91	1.46971	41.26	68.85	37.18	1.94385
138	41.26	67.28	36.36	1.45223	41.26	67.28	36.20	1.99861
139	41.26	65.71	34.82	1.43102	41.26	65.71	34.65	1.97255
140	41.26	64.14	33.10	1.40603	41.26	64.14	33.10	1.88382
141	41.26	62.57	31.56	1.38999	41.26	62.57	31.56	1.85500
142	41.26	61.00	30.20	1.40513	41.26	61.00	30.20	1.90903
143	41.26	59.43	28.91	1.40929	41.26	59.43	28.91	1.96974
144	41.26	57.86	27.67	1.43213	41.26	57.86	27.67	2.06205
145	43.14	81.41	50.46	1.73217	43.14	81.41	48.70	2.13757
146	43.14	79.84	48.90	1.69999	43.14	79.84	47.14	2.09155
147	43.14	78.27	47.35	1.68015	43.14	78.27	45.57	2.07172
148	43.14	76.70	45.80	1.66570	43.14	76.70	44.01	2.02490
149	43.14	75.13	44.25	1.64095	43.14	75.13	42.45	2.00332
150	43.14	73.56	42.71	1.62628	43.14	73.56	40.89	1.98328
151	43.14	71.99	41.16	1.59772	43.14	71.99	39.93	2.10848
152	43.14	70.42	39.62	1.58267	43.14	70.42	38.37	2.08883
153	43.14	68.85	38.08	1.56847	43.14	68.85	36.82	2.07089
154	43.14	67.28	36.54	1.53537	43.14	67.28	35.27	2.01649
155	43.14	65.71	35.00	1.51617	43.14	65.71	33.72	1.99614
156	43.14	64.14	33.47	1.50388	43.14	64.14	32.17	1.97772
157	43.14	62.57	31.94	1.49295	43.14	62.57	31.28	2.08718
158	43.14	61.00	30.41	1.46055	43.14	61.00	29.75	2.06715
159	43.14	59.43	28.89	1.44572	43.14	59.43	28.22	2.03722
160	43.14	57.86	26.69	1.42677	43.14	57.86	26.69	2.00616
161	45.02	81.41	50.77	1.85220	45.02	81.41	48.06	2.12649
162	45.02	79.84	49.22	1.83397	45.02	79.84	46.50	2.08140
163	45.02	78.27	47.68	1.80167	45.02	78.27	44.94	2.06123
164	45.02	76.70	46.14	1.78268	45.02	76.70	43.38	2.01530
165	45.02	75.13	43.97	1.76651	45.02	75.13	41.82	1.99355
166	45.02	73.56	42.43	1.73098	45.02	73.56	40.26	1.97337

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	45.02	71.99	40.89	1.71157	45.02	71.99	38.96	2.03737
168	45.02	70.42	39.35	1.69335	45.02	70.42	37.41	1.98856
169	45.02	68.85	37.82	1.63724	45.02	68.85	35.86	1.96830
170	45.02	67.28	36.29	1.61784	45.02	67.28	34.31	1.95003
171	45.02	65.71	34.76	1.59979	45.02	65.71	33.40	2.09915
172	45.02	64.14	33.24	1.56832	45.02	64.14	31.87	2.08373
173	45.02	62.57	31.72	1.56593	45.02	62.57	30.33	2.07100
174	45.02	61.00	30.21	1.55508	45.02	61.00	28.80	2.06142
175	45.02	59.43	28.71	1.53214	45.02	59.43	27.27	2.00652
176	45.02	57.86	27.21	1.51770	45.02	57.86	25.74	1.99643
177	46.90	81.41	50.50	1.95513	46.90	81.41	47.98	2.26639
178	46.90	79.84	48.96	1.93456	46.90	79.84	46.42	2.25148
179	46.90	78.27	47.42	1.91614	46.90	78.27	44.86	2.20430
180	46.90	76.70	45.89	1.89753	46.90	76.70	43.30	2.18825
181	46.90	75.13	44.36	1.86586	46.90	75.13	41.74	2.14023
182	46.90	73.56	42.84	1.85345	46.90	73.56	40.19	2.12284
183	46.90	71.99	41.31	1.82220	46.90	71.99	38.63	2.07436
184	46.90	70.42	39.79	1.80420	46.90	70.42	37.08	2.05542
185	46.90	68.85	38.28	1.79702	46.90	68.85	35.52	2.03852
186	46.90	67.28	36.04	1.74931	46.90	67.28	33.97	1.98649
187	46.90	65.71	34.53	1.73086	46.90	65.71	32.42	1.96787
188	46.90	64.14	33.02	1.69454	46.90	64.14	30.88	1.95153
189	46.90	62.57	31.51	1.65631	46.90	62.57	29.33	1.93081
190	46.90	61.00	30.02	1.63904	46.90	61.00	27.79	1.91404
191	46.90	59.43	28.53	1.62402	46.90	59.43	26.64	2.03068
192	46.90	57.86	27.05	1.59639	46.90	57.86	25.12	2.02435
193	48.78	81.41	50.22	2.10031	48.78	81.41	47.55	2.36644
194	48.78	79.84	48.69	2.08375	48.78	79.84	46.00	2.32071
195	48.78	78.27	47.16	2.03217	48.78	78.27	44.44	2.30627
196	48.78	76.70	45.64	2.01478	48.78	76.70	42.89	2.25971
197	48.78	75.13	44.11	1.99894	48.78	75.13	41.34	2.24446
198	48.78	73.56	42.60	1.96106	48.78	73.56	39.79	2.19741
199	48.78	71.99	41.08	1.92829	48.78	71.99	38.24	2.18120
200	48.78	70.42	39.57	1.91570	48.78	70.42	36.69	2.16758
201	48.78	68.85	38.07	1.90869	48.78	68.85	35.14	2.11697
202	48.78	67.28	36.57	1.89385	48.78	67.28	33.60	2.10240
203	48.78	65.71	32.06	1.84947	48.78	65.71	32.06	2.05274
204	48.78	64.14	30.52	1.82599	48.78	64.14	30.52	2.03729
205	48.78	62.57	28.99	1.80443	48.78	62.57	28.99	2.02504
206	48.78	61.00	27.46	1.75305	48.78	61.00	27.46	1.97454
207	48.78	59.43	25.93	1.73007	48.78	59.43	25.93	1.96222
208	48.78	57.86	24.41	1.70954	48.78	57.86	24.41	1.95424

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	50.66	81.41	51.39	2.25381	50.66	81.41	47.15	2.44861
210	50.66	79.84	49.15	2.22016	50.66	79.84	45.60	2.43529
211	50.66	78.27	47.64	2.21080	50.66	78.27	44.05	2.42488
212	50.66	76.70	45.40	2.17429	50.66	76.70	42.50	2.37563
213	50.66	75.13	43.89	2.15869	50.66	75.13	40.96	2.36497
214	50.66	73.56	42.38	2.10539	50.66	73.56	39.41	2.31501
215	50.66	71.99	40.88	2.08916	50.66	71.99	37.87	2.30407
216	50.66	70.42	39.38	2.06600	50.66	70.42	36.33	2.25387
217	50.66	68.85	37.89	2.01986	50.66	68.85	34.79	2.24271
218	50.66	67.28	36.40	2.02107	50.66	67.28	33.26	2.19313
219	50.66	65.71	34.92	1.97834	50.66	65.71	31.72	2.18192
220	50.66	64.14	33.45	1.97437	50.66	64.14	30.20	2.17480
221	50.66	62.57	28.68	1.92861	50.66	62.57	28.68	2.12365
222	50.66	61.00	27.16	1.90696	50.66	61.00	27.16	2.11753
223	50.66	59.43	28.28	1.88243	50.66	59.43	25.65	2.11696
224	50.66	57.86	24.14	1.82967	50.66	57.86	24.14	2.06806
225	52.54	81.41	50.44	2.38275	52.54	81.41	46.77	2.58431
226	52.54	79.84	48.94	2.37158	52.54	79.84	45.22	2.57515
227	52.54	78.27	47.43	2.34996	52.54	78.27	43.68	2.52544
228	52.54	76.70	45.93	2.34390	52.54	76.70	42.14	2.51649
229	52.54	75.13	44.44	2.31561	52.54	75.13	40.60	2.46591
230	52.54	73.56	42.95	2.30730	52.54	73.56	39.06	2.45723
231	52.54	71.99	40.70	2.25915	52.54	71.99	37.53	2.40621
232	52.54	70.42	39.21	2.23923	52.54	70.42	35.99	2.39794
233	52.54	68.85	37.73	2.18566	52.54	68.85	34.47	2.34719
234	52.54	67.28	36.26	2.16385	52.54	67.28	32.94	2.33962
235	52.54	65.71	34.80	2.14779	52.54	65.71	31.42	2.29032
236	52.54	64.14	33.35	2.12667	52.54	64.14	29.91	2.28402
237	52.54	62.57	31.39	2.11322	52.54	62.57	28.40	2.28348
238	52.54	61.00	29.94	2.06225	52.54	61.00	26.90	2.23435
239	52.54	59.43	25.41	2.04391	52.54	59.43	25.41	2.23738
240	52.54	57.86	24.77	2.01618	52.54	57.86	23.92	2.24889
241	54.42	81.41	50.24	2.57579	54.42	81.41	47.13	2.87065
242	54.42	79.84	48.74	2.55791	54.42	79.84	45.60	2.82235
243	54.42	78.27	47.25	2.51387	54.42	78.27	43.33	2.70276
244	54.42	76.70	45.76	2.49599	54.42	76.70	41.80	2.64906
245	54.42	75.13	44.28	2.47355	54.42	75.13	40.26	2.64131
246	54.42	73.56	42.80	2.47347	54.42	73.56	38.74	2.58688
247	54.42	71.99	40.86	2.42597	54.42	71.99	37.21	2.58139
248	54.42	70.42	39.38	2.40943	54.42	70.42	35.69	2.52796
249	54.42	68.85	37.92	2.36282	54.42	68.85	34.17	2.52384
250	54.42	67.28	36.46	2.37518	54.42	67.28	32.66	2.47121

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	54.42	65.71	34.47	2.34055	54.42	65.71	31.16	2.46914
252	54.42	64.14	33.02	2.31935	54.42	64.14	29.66	2.41895
253	54.42	62.57	31.58	2.27231	54.42	62.57	28.16	2.42013
254	54.42	61.00	30.16	2.27609	54.42	61.00	26.68	2.42967
255	54.42	59.43	25.21	2.24220	54.42	59.43	25.21	2.38185
256	54.42	57.86	23.75	2.23062	54.42	57.86	23.75	2.39899

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제3교 A1
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	2.50	2.60	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토층	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	전답토	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
5	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
6	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
7	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0
8	경암	2.60	2.70	180.00	39.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	31.00	2	35.80	31.10
3	40.20	33.30	4	41.70	33.40
5	51.60	38.90	6	52.60	38.90
7	52.60	40.00	8	53.90	40.00
9	53.90	43.10	10	54.40	43.10
11	97.80	43.10	12	52.60	36.80
13	50.80	36.80	14	50.80	35.00
15	57.10	35.00	16	57.10	36.80
17	54.40	36.80	18	40.40	31.30
19	41.90	31.00	20	50.90	30.90
21	51.90	30.80	22	97.80	30.80
23	0.00	30.50	24	23.00	30.70
25	53.90	30.40	26	97.80	30.40
27	0.00	26.50	28	3.90	26.50

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

29	23.00	27.20	30	53.90	27.20
31	88.90	26.90	32	97.80	26.90
33	53.90	25.30	34	68.90	26.30
35	0.00	24.50	36	3.90	24.50
37	23.00	26.20	38	74.20	25.20
39	97.80	25.10	40	0.00	22.50
41	88.90	24.70	42	97.80	24.50

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	28.10	2	97.80	28.10

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	51.60	35.00	11.50	0.61	0.61	2	3
2	53.15	35.00	11.50	0.61	0.61	2	3
3	54.70	35.00	11.50	0.61	0.61	2	3
4	56.25	35.00	11.50	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	26.49	80.55	55.29	4.52987	26.49	80.55	55.29	5.08773
2	26.49	78.85	53.77	4.66871	26.49	78.85	53.77	5.20660
3	26.49	77.15	52.26	5.00611	26.49	77.15	52.26	5.53572
4	26.49	75.45	51.25	5.58875	26.49	75.45	51.25	6.20588
5	26.49	73.75	49.78	5.85070	26.49	73.75	49.78	6.44734
6	26.49	72.05	41.95	8.43514	26.49	72.05	41.95	8.43514
7	26.49	70.35	40.77	6.20968	26.49	70.35	40.77	6.20968
8	26.49	68.65	39.42	5.99861	26.49	68.65	39.42	5.99861
9	26.49	66.95	38.12	5.59381	26.49	66.95	38.12	5.59381
10	26.49	65.25	36.88	5.38477	26.49	65.25	36.88	5.38477
11	26.49	63.55	35.71	5.36274	26.49	63.55	35.71	5.36274
12	26.49	61.85	34.60	5.10733	26.49	61.85	34.60	5.10733
13	26.49	60.15	33.10	5.95235	26.49	60.15	33.10	5.95235
14	26.49	58.45	32.11	6.57730	26.49	58.45	32.11	6.57730
15	26.49	56.75	30.15	7.76773	26.49	56.75	30.15	7.76773
16	26.49	55.05	28.71	8.58788	26.49	55.05	28.71	8.58788
17	28.30	80.55	53.98	2.17520	28.30	80.55	53.98	2.58566
18	28.30	78.85	52.83	2.93579	28.30	78.85	52.83	3.48300
19	28.30	77.15	51.30	3.47329	28.30	77.15	51.30	3.99912
20	28.30	75.45	49.77	3.80120	28.30	75.45	49.77	4.31734
21	28.30	73.75	48.73	4.69575	28.30	73.75	48.73	5.29620
22	28.30	72.05	47.24	4.94396	28.30	72.05	47.24	5.52265
23	28.30	70.35	45.78	5.18475	28.30	70.35	45.78	5.75479
24	28.30	68.65	38.20	6.14958	28.30	68.65	38.20	6.14958
25	28.30	66.95	36.94	5.47475	28.30	66.95	36.94	5.47475
26	28.30	65.25	35.83	4.54388	28.30	65.25	35.83	4.54388
27	28.30	63.55	34.54	4.40790	28.30	63.55	34.54	4.40790
28	28.30	61.85	33.30	4.47458	28.30	61.85	33.30	4.47458
29	28.30	60.15	32.14	4.44310	28.30	60.15	32.14	4.44310
30	28.30	58.45	31.06	4.34641	28.30	58.45	31.06	4.34641
31	28.30	56.75	29.57	4.72716	28.30	56.75	29.57	4.72716
32	28.30	55.05	27.61	5.50396	28.30	55.05	27.61	5.50396
33	30.11	80.55	53.17	1.79831	30.11	80.55	53.17	2.21817
34	30.11	78.85	51.59	1.80447	30.11	78.85	51.59	2.19472
35	30.11	77.15	50.40	2.02876	30.11	77.15	50.40	2.53248
36	30.11	75.45	48.85	2.06499	30.11	75.45	48.85	2.54643
37	30.11	73.75	47.31	2.11076	30.11	73.75	47.31	2.58098
38	30.11	72.05	46.23	3.37802	30.11	72.05	46.23	3.96403
39	30.11	70.35	44.73	3.78188	30.11	70.35	44.73	4.34453
40	30.11	68.65	43.24	4.10719	30.11	68.65	43.24	4.65921

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	30.11	66.95	42.28	4.87468	30.11	66.95	42.28	5.51408
42	30.11	65.25	40.84	5.12702	30.11	65.25	40.84	5.75929
43	30.11	63.55	33.37	3.90599	30.11	63.55	33.37	3.90599
44	30.11	61.85	31.97	4.03882	30.11	61.85	31.97	4.03882
45	30.11	60.15	30.95	3.63206	30.11	60.15	30.95	3.63206
46	30.11	58.45	29.72	3.67738	30.11	58.45	29.72	3.67738
47	30.11	56.75	28.58	3.79091	30.11	56.75	28.58	3.79091
48	30.11	55.05	27.53	3.81970	30.11	55.05	27.53	3.81970
49	31.92	80.55	52.11	1.66627	31.92	80.55	52.11	2.02304
50	31.92	78.85	50.83	1.69953	31.92	78.85	50.83	2.12407
51	31.92	77.15	49.23	1.70254	31.92	77.15	49.23	2.09624
52	31.92	75.45	48.01	1.72527	31.92	75.45	48.01	2.22771
53	31.92	73.75	46.44	1.71207	31.92	73.75	46.44	2.19043
54	31.92	72.05	44.88	1.75067	31.92	72.05	44.88	2.18697
55	31.92	70.35	43.75	1.96635	31.92	70.35	43.75	2.54217
56	31.92	68.65	42.23	2.00649	31.92	68.65	42.23	2.55702
57	31.92	66.95	41.20	3.30407	31.92	66.95	41.20	3.95331
58	31.92	65.25	39.73	3.82103	31.92	65.25	39.73	4.44362
59	31.92	63.55	38.27	4.16953	31.92	63.55	38.27	4.78241
60	31.92	61.85	37.39	4.81140	31.92	61.85	37.39	5.64035
61	31.92	60.15	29.59	3.24242	31.92	60.15	29.59	3.24242
62	31.92	58.45	28.38	3.13969	31.92	58.45	28.38	3.13969
63	31.92	56.75	27.36	3.03314	31.92	56.75	27.36	3.03314
64	31.92	55.05	26.15	3.17816	31.92	55.05	26.15	3.17816
65	33.73	80.55	51.48	1.58782	33.73	80.55	51.48	1.97210
66	33.73	78.85	49.85	1.56832	33.73	78.85	49.85	1.93168
67	33.73	77.15	48.52	1.59848	33.73	77.15	48.52	2.03417
68	33.73	75.45	46.91	1.58126	33.73	75.45	46.91	1.99329
69	33.73	73.75	45.64	1.60939	33.73	73.75	45.64	2.10368
70	33.73	72.05	44.06	1.60927	33.73	72.05	44.06	2.06020
71	33.73	70.35	42.48	1.61166	33.73	70.35	42.48	2.04927
72	33.73	68.65	41.31	1.64131	33.73	68.65	41.31	2.21241
73	33.73	66.95	39.77	1.66226	33.73	66.95	39.77	2.20585
74	33.73	65.25	38.69	1.88629	33.73	65.25	38.69	2.52374
75	33.73	63.55	37.20	1.93455	33.73	63.55	37.20	2.54326
76	33.73	61.85	35.72	1.97701	33.73	61.85	35.72	2.57335
77	33.73	60.15	34.79	3.77338	33.73	60.15	34.79	4.56074
78	33.73	58.45	33.38	4.12563	33.73	58.45	33.38	4.90431
79	33.73	56.75	26.04	2.52750	33.73	56.75	26.04	2.52750
80	33.73	55.05	25.07	2.53331	33.73	55.05	25.07	2.53331
81	35.54	80.55	50.50	1.51495	35.54	80.55	50.50	1.81379
82	35.54	78.85	49.05	1.51163	35.54	78.85	49.05	1.83291

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	35.54	77.15	47.40	1.48603	35.54	77.15	47.40	1.78544
84	35.54	75.45	46.00	1.49724	35.54	75.45	46.00	1.86965
85	35.54	73.75	44.64	1.51290	35.54	73.75	44.64	1.94211
86	35.54	72.05	43.01	1.50447	35.54	72.05	43.01	1.89932
87	35.54	70.35	41.72	1.52179	35.54	70.35	41.72	1.98233
88	35.54	68.65	40.12	1.51931	35.54	68.65	40.12	1.96549
89	35.54	66.95	38.90	1.54908	35.54	66.95	38.90	2.08334
90	35.54	65.25	37.34	1.53554	35.54	65.25	37.34	2.04068
91	35.54	63.55	36.21	1.57901	35.54	63.55	36.21	2.20957
92	35.54	61.85	34.69	1.59996	35.54	61.85	34.69	2.19915
93	35.54	60.15	33.68	1.78808	35.54	60.15	33.68	2.52472
94	35.54	58.45	32.22	1.87212	35.54	58.45	32.22	2.57097
95	35.54	56.75	30.79	1.94397	35.54	56.75	30.79	2.67370
96	35.54	55.05	29.96	3.76721	35.54	55.05	29.96	4.64993
97	37.35	80.55	49.96	1.47384	37.35	80.55	49.72	1.76095
98	37.35	78.85	48.28	1.45067	37.35	78.85	48.14	1.72543
99	37.35	77.15	46.60	1.44069	37.35	77.15	46.60	1.72638
100	37.35	75.45	45.09	1.43655	37.35	75.45	45.09	1.73264
101	37.35	73.75	43.61	1.43556	37.35	73.75	43.61	1.75594
102	37.35	72.05	42.17	1.43327	37.35	72.05	42.17	1.81196
103	37.35	70.35	40.77	1.42950	37.35	70.35	40.77	1.85815
104	37.35	68.65	39.14	1.41430	37.35	68.65	39.14	1.80604
105	37.35	66.95	37.81	1.42528	37.35	66.95	37.81	1.87537
106	37.35	65.25	36.20	1.41509	37.35	65.25	36.20	1.84724
107	37.35	63.55	34.95	1.44015	37.35	63.55	34.95	1.95282
108	37.35	61.85	33.77	1.48661	37.35	61.85	33.77	2.11791
109	37.35	60.15	32.23	1.47293	37.35	60.15	32.23	2.06976
110	37.35	58.45	31.16	1.52127	37.35	58.45	31.16	2.21264
111	37.35	56.75	29.67	1.58012	37.35	56.75	29.67	2.23552
112	37.35	55.05	28.74	1.77572	37.35	55.05	28.74	2.67308
113	39.16	80.55	49.94	1.54271	39.16	80.55	49.35	1.92869
114	39.16	78.85	48.25	1.50912	39.16	78.85	47.65	1.87161
115	39.16	77.15	46.57	1.48497	39.16	77.15	45.95	1.82162
116	39.16	75.45	44.89	1.46129	39.16	75.45	44.53	1.79254
117	39.16	73.75	43.21	1.43537	39.16	73.75	42.83	1.75086
118	39.16	72.05	41.38	1.40320	39.16	72.05	41.25	1.70565
119	39.16	70.35	39.70	1.37817	39.16	70.35	39.70	1.68634
120	39.16	68.65	38.38	1.38660	39.16	68.65	38.38	1.78031
121	39.16	66.95	36.71	1.36917	39.16	66.95	36.71	1.74438
122	39.16	65.25	35.29	1.35023	39.16	65.25	35.29	1.74627
123	39.16	63.55	33.92	1.36086	39.16	63.55	33.92	1.81985
124	39.16	61.85	32.61	1.36868	39.16	61.85	32.61	1.89955

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	39.16	60.15	31.01	1.35740	39.16	60.15	31.01	1.86787
126	39.16	58.45	29.80	1.37805	39.16	58.45	29.80	1.98201
127	39.16	56.75	28.67	1.43261	39.16	56.75	28.67	2.12390
128	39.16	55.05	27.16	1.43946	39.16	55.05	27.16	2.11522
129	40.97	80.55	49.91	1.60628	40.97	80.55	48.36	1.88737
130	40.97	78.85	48.23	1.58255	40.97	78.85	47.22	1.99644
131	40.97	77.15	46.54	1.54648	40.97	77.15	45.53	1.96226
132	40.97	75.45	44.86	1.52147	40.97	75.45	43.83	1.90424
133	40.97	73.75	43.18	1.49681	40.97	73.75	42.14	1.86623
134	40.97	72.05	41.51	1.45967	40.97	72.05	41.04	1.96966
135	40.97	70.35	39.67	1.43486	40.97	70.35	39.35	1.92938
136	40.97	68.65	37.99	1.40833	40.97	68.65	37.66	1.80205
137	40.97	66.95	36.31	1.38213	40.97	66.95	35.98	1.75789
138	40.97	65.25	34.63	1.34393	40.97	65.25	34.63	1.78737
139	40.97	63.55	32.96	1.31662	40.97	63.55	32.96	1.71702
140	40.97	61.85	31.48	1.32647	40.97	61.85	31.48	1.74998
141	40.97	60.15	30.06	1.31658	40.97	60.15	30.06	1.77999
142	40.97	58.45	28.71	1.31907	40.97	58.45	28.71	1.86108
143	40.97	56.75	27.43	1.33010	40.97	56.75	27.43	1.95432
144	40.97	55.05	25.84	1.31923	40.97	55.05	25.84	1.92000
145	42.78	80.55	50.03	1.68910	42.78	80.55	47.93	1.98181
146	42.78	78.85	48.35	1.66135	42.78	78.85	46.24	1.95018
147	42.78	77.15	46.67	1.64421	42.78	77.15	45.12	2.04828
148	42.78	75.45	44.99	1.62389	42.78	75.45	43.43	2.01485
149	42.78	73.75	43.32	1.58722	42.78	73.75	41.74	1.98139
150	42.78	72.05	41.29	1.56490	42.78	72.05	40.05	1.92259
151	42.78	70.35	39.61	1.52594	42.78	70.35	38.36	1.88509
152	42.78	68.65	37.93	1.49881	42.78	68.65	36.67	1.84714
153	42.78	66.95	36.26	1.47199	42.78	66.95	35.61	2.02418
154	42.78	65.25	34.59	1.44551	42.78	65.25	33.94	1.95615
155	42.78	63.55	32.92	1.40520	42.78	63.55	32.26	1.85330
156	42.78	61.85	31.26	1.36824	42.78	61.85	30.59	1.81143
157	42.78	60.15	29.60	1.34091	42.78	60.15	29.60	1.92701
158	42.78	58.45	27.95	1.31933	42.78	58.45	27.95	1.88626
159	42.78	56.75	26.30	1.30446	42.78	56.75	26.30	1.81417
160	42.78	55.05	25.12	1.30682	42.78	55.05	25.12	1.92639
161	44.59	80.55	49.97	1.79418	44.59	80.55	47.32	2.00184
162	44.59	78.85	48.29	1.76353	44.59	78.85	45.82	2.02532
163	44.59	77.15	46.62	1.72604	44.59	77.15	44.13	1.97149
164	44.59	75.45	44.95	1.70116	44.59	75.45	42.44	1.94012
165	44.59	73.75	43.28	1.68919	44.59	73.75	41.35	2.10199
166	44.59	72.05	41.61	1.65434	44.59	72.05	39.67	2.04297

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	44.59	70.35	39.95	1.63708	44.59	70.35	37.99	2.01119
168	44.59	68.65	38.29	1.61663	44.59	68.65	36.30	1.97950
169	44.59	66.95	36.63	1.57753	44.59	66.95	34.62	1.91622
170	44.59	65.25	34.98	1.55541	44.59	65.25	32.95	1.88018
171	44.59	63.55	33.33	1.53458	44.59	63.55	31.27	1.84378
172	44.59	61.85	30.97	1.49983	44.59	61.85	30.27	2.05103
173	44.59	60.15	29.32	1.47385	44.59	60.15	28.61	1.98079
174	44.59	58.45	27.68	1.40969	44.59	58.45	26.96	1.94318
175	44.59	56.75	26.05	1.38292	44.59	56.75	25.31	1.88179
176	44.59	55.05	24.42	1.34798	44.59	55.05	24.42	2.01494
177	46.40	80.55	50.30	1.93643	46.40	80.55	47.15	2.16179
178	46.40	78.85	48.64	1.89912	46.40	78.85	45.46	2.10903
179	46.40	77.15	47.39	1.87987	46.40	77.15	43.77	2.07997
180	46.40	75.45	44.63	1.84734	46.40	75.45	42.08	2.05149
181	46.40	73.75	42.97	1.80655	46.40	73.75	40.39	1.99428
182	46.40	72.05	41.31	1.78189	46.40	72.05	38.70	1.96266
183	46.40	70.35	39.66	1.75033	46.40	70.35	37.01	1.90477
184	46.40	68.65	38.01	1.70854	46.40	68.65	35.69	2.00151
185	46.40	66.95	36.36	1.67324	46.40	66.95	34.01	1.93993
186	46.40	65.25	34.72	1.64067	46.40	65.25	32.33	1.90636
187	46.40	63.55	33.08	1.60853	46.40	63.55	30.66	1.87281
188	46.40	61.85	28.98	1.57833	46.40	61.85	28.98	1.80838
189	46.40	60.15	27.63	1.57399	46.40	60.15	27.63	1.90336
190	46.40	58.45	25.98	1.54325	46.40	58.45	25.98	1.87259
191	46.40	56.75	24.33	1.49061	46.40	56.75	24.33	1.80595
192	46.40	55.05	23.45	1.49941	46.40	55.05	23.45	2.06388
193	48.21	80.55	50.00	2.03731	48.21	80.55	46.70	2.27606
194	48.21	78.85	48.35	2.00959	48.21	78.85	45.01	2.22219
195	48.21	77.15	46.69	1.99743	48.21	77.15	43.32	2.19626
196	48.21	75.45	45.04	1.95684	48.21	75.45	41.63	2.14134
197	48.21	73.75	43.40	1.93757	48.21	73.75	39.95	2.11289
198	48.21	72.05	41.76	1.90649	48.21	72.05	38.26	2.08531
199	48.21	70.35	40.12	1.88357	48.21	70.35	36.58	2.02599
200	48.21	68.65	34.90	1.86297	48.21	68.65	34.90	1.99529
201	48.21	66.95	36.86	1.82576	48.21	66.95	33.22	1.96518
202	48.21	65.25	32.25	1.78274	48.21	65.25	32.25	2.12068
203	48.21	63.55	30.58	1.75051	48.21	63.55	30.58	2.09417
204	48.21	61.85	28.92	1.71863	48.21	61.85	28.92	2.06869
205	48.21	60.15	27.26	1.66176	48.21	60.15	27.26	2.00547
206	48.21	58.45	25.60	1.62707	48.21	58.45	25.60	1.97682
207	48.21	56.75	23.96	1.59280	48.21	56.75	23.96	1.94930
208	48.21	55.05	22.32	1.55913	48.21	55.05	22.32	1.92318

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	50.02	80.55	50.43	2.21095	50.02	80.55	46.26	2.41025
210	50.02	78.85	48.79	2.17624	50.02	78.85	44.57	2.35437
211	50.02	77.15	47.15	2.15683	50.02	77.15	42.89	2.33197
212	50.02	75.45	44.78	2.13541	50.02	75.45	41.21	2.27492
213	50.02	73.75	43.15	2.08521	50.02	73.75	39.53	2.25046
214	50.02	72.05	41.51	2.05809	50.02	72.05	37.85	2.19264
215	50.02	70.35	39.89	2.03847	50.02	70.35	36.17	2.16579
216	50.02	68.65	38.27	2.00101	50.02	68.65	34.49	2.14037
217	50.02	66.95	32.82	1.97217	50.02	66.95	32.82	2.07842
218	50.02	65.25	31.15	1.93900	50.02	65.25	31.15	2.05021
219	50.02	63.55	29.49	1.90646	50.02	63.55	29.49	2.02338
220	50.02	61.85	27.82	1.84016	50.02	61.85	27.82	1.95849
221	50.02	60.15	26.17	1.80374	50.02	60.15	26.17	1.92875
222	50.02	58.45	25.29	1.78956	50.02	58.45	25.29	2.16157
223	50.02	56.75	23.67	1.75845	50.02	56.75	23.67	2.15043
224	50.02	55.05	22.05	1.69526	50.02	55.05	22.05	2.09176
225	51.83	80.55	50.18	2.36061	51.83	80.55	46.53	2.64266
226	51.83	78.85	48.55	2.35281	51.83	78.85	44.85	2.62780
227	51.83	77.15	46.92	2.31605	51.83	77.15	43.18	2.57373
228	51.83	75.45	45.30	2.30394	51.83	75.45	41.51	2.55792
229	51.83	73.75	45.25	2.28750	51.83	73.75	39.13	2.41732
230	51.83	72.05	41.29	2.24200	51.83	72.05	37.45	2.35582
231	51.83	70.35	39.68	2.20885	51.83	70.35	35.78	2.33444
232	51.83	68.65	38.07	2.18701	51.83	68.65	34.12	2.27266
233	51.83	66.95	36.48	2.12980	51.83	66.95	32.45	2.24939
234	51.83	65.25	32.33	2.12034	51.83	65.25	30.79	2.22865
235	51.83	63.55	29.14	2.07992	51.83	63.55	29.14	2.16352
236	51.83	61.85	27.49	2.04728	51.83	61.85	27.49	2.14113
237	51.83	60.15	27.46	2.00948	51.83	60.15	25.85	2.12187
238	51.83	58.45	24.21	1.94190	51.83	58.45	24.21	2.05676
239	51.83	56.75	22.58	1.90672	51.83	56.75	22.58	2.03747
240	51.83	55.05	20.97	1.87304	51.83	55.05	20.97	2.02312
241	53.64	80.55	49.95	2.55943	53.64	80.55	46.14	2.82372
242	53.64	78.85	48.32	2.50522	53.64	78.85	44.47	2.81460
243	53.64	77.15	46.70	2.48487	53.64	77.15	42.81	2.75664
244	53.64	75.45	45.09	2.49207	53.64	75.45	41.14	2.74733
245	53.64	73.75	43.49	2.45480	53.64	73.75	39.48	2.68882
246	53.64	72.05	41.89	2.45355	53.64	72.05	37.83	2.67937
247	53.64	70.35	40.30	2.40868	53.64	70.35	36.17	2.62114
248	53.64	68.65	37.90	2.38331	53.64	68.65	34.53	2.61178
249	53.64	66.95	36.32	2.35792	53.64	66.95	32.88	2.60719
250	53.64	65.25	34.75	2.29947	53.64	65.25	30.46	2.39856

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	53.64	63.55	33.19	2.29875	53.64	63.55	28.82	2.38310
252	53.64	61.85	31.14	2.26057	53.64	61.85	27.19	2.37251
253	53.64	60.15	29.59	2.23082	53.64	60.15	25.56	2.30383
254	53.64	58.45	23.94	2.21189	53.64	58.45	23.94	2.29476
255	53.64	56.75	23.20	2.15187	53.64	56.75	22.34	2.29314
256	53.64	55.05	20.75	2.10603	53.64	55.05	20.75	2.23165

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제3교 A2
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/㎠)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
4	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
5	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	29.85	2	18.88	30.02
3	33.52	29.99	4	40.37	33.42
5	41.87	33.49	6	51.60	38.90
7	52.60	38.90	8	52.60	40.00
9	53.90	40.00	10	53.90	43.09
11	54.40	43.09	12	107.80	43.09
13	52.60	36.80	14	50.00	36.80
15	50.00	35.00	16	57.80	35.00
17	57.80	36.80	18	54.40	36.80
19	107.80	29.93	20	0.00	25.07
21	58.88	24.72	22	107.80	24.68
23	0.00	24.31	24	28.84	23.56
25	53.89	22.64	26	107.80	22.64

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

1 0.00 27.20 2 107.80 27.20

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	12.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	12.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	12.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	12.00	0.61	0.61	2	3
5	57.00	35.00	12.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	35.85	76.92	47.14	1.50666	35.85	76.92	47.14	2.03553
2	35.85	75.31	45.77	1.50148	35.85	75.31	45.77	2.07259
3	35.85	73.70	44.33	1.48528	35.85	73.70	44.33	2.05883
4	35.85	72.09	43.12	1.48712	35.85	72.09	42.92	2.12919
5	35.85	70.48	41.55	1.48203	35.85	70.48	41.55	2.13928
6	35.85	68.87	40.22	1.48319	35.85	68.87	40.22	2.16574
7	35.85	67.26	38.94	1.50667	35.85	67.26	38.94	2.29344
8	35.85	65.65	37.71	1.52268	35.85	65.65	37.71	2.37386
9	35.85	64.04	36.19	1.53276	35.85	64.04	36.19	2.34359
10	35.85	62.43	35.04	1.56313	35.85	62.43	35.04	2.48279
11	35.85	60.82	33.96	1.59858	35.85	60.82	33.96	2.68399
12	35.85	59.21	32.51	1.62056	35.85	59.21	32.51	2.68754
13	35.85	57.60	31.53	1.65568	35.85	57.60	31.53	2.81212
14	35.85	55.99	30.13	1.68998	35.85	55.99	30.13	2.83094
15	35.85	54.38	29.28	1.73591	35.85	54.38	23.02	2.64973
16	35.85	52.77	27.96	1.85568	35.85	52.77	21.91	2.52577
17	37.60	76.92	47.34	1.53027	37.60	76.92	46.66	2.16430
18	37.60	75.31	45.52	1.51215	37.60	75.31	45.05	2.13229
19	37.60	73.70	44.30	1.49724	37.60	73.70	43.44	2.10112
20	37.60	72.09	42.56	1.47883	37.60	72.09	42.32	2.16764
21	37.60	70.48	40.72	1.46281	37.60	70.48	40.72	2.05825
22	37.60	68.87	39.23	1.45431	37.60	68.87	39.23	2.05663
23	37.60	67.26	37.96	1.44296	37.60	67.26	37.96	2.13103
24	37.60	65.65	36.81	1.44847	37.60	65.65	36.58	2.17182
25	37.60	64.04	35.26	1.44547	37.60	64.04	35.26	2.23761
26	37.60	62.43	33.98	1.46865	37.60	62.43	33.98	2.32103
27	37.60	60.82	32.77	1.48265	37.60	60.82	32.77	2.43251
28	37.60	59.21	31.26	1.49561	37.60	59.21	31.26	2.36763
29	37.60	57.60	30.14	1.52804	37.60	57.60	30.14	2.55480
30	37.60	55.99	29.10	1.59385	37.60	55.99	29.10	2.79736
31	37.60	54.38	27.67	1.60146	37.60	54.38	27.67	2.73840
32	37.60	52.77	26.76	1.67174	37.60	52.77	26.76	3.07650
33	39.35	76.92	47.45	1.57599	39.35	76.92	45.66	2.03502
34	39.35	75.31	45.72	1.55553	39.35	75.31	44.62	2.23585
35	39.35	73.70	44.12	1.54000	39.35	73.70	43.02	2.17474
36	39.35	72.09	42.68	1.51779	39.35	72.09	41.42	2.14387
37	39.35	70.48	40.94	1.49792	39.35	70.48	39.82	2.11399
38	39.35	68.87	39.34	1.48415	39.35	68.87	38.82	2.29348
39	39.35	67.26	37.75	1.47230	39.35	67.26	37.22	2.22380
40	39.35	65.65	36.34	1.45306	39.35	65.65	35.63	2.19136

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	39.35	64.04	34.58	1.43719	39.35	64.04	34.58	2.29775
42	39.35	62.43	33.00	1.43015	39.35	62.43	33.00	2.24148
43	39.35	60.82	31.84	1.42863	39.35	60.82	31.61	2.28206
44	39.35	59.21	30.29	1.42825	39.35	59.21	30.29	2.28858
45	39.35	57.60	29.02	1.45151	39.35	57.60	29.02	2.43164
46	39.35	55.99	27.83	1.46594	39.35	55.99	27.83	2.53061
47	39.35	54.38	26.72	1.51820	39.35	54.38	26.72	2.74673
48	39.35	52.77	25.69	1.56133	39.35	52.77	25.69	2.86154
49	41.10	76.92	47.57	1.63341	41.10	76.92	45.23	2.11620
50	41.10	75.31	45.98	1.61617	41.10	75.31	43.63	2.09258
51	41.10	73.70	44.58	1.59624	41.10	73.70	42.02	2.03454
52	41.10	72.09	42.81	1.57115	41.10	72.09	41.01	2.25255
53	41.10	70.48	41.23	1.55472	41.10	70.48	39.42	2.22877
54	41.10	68.87	39.65	1.53960	41.10	68.87	37.82	2.16422
55	41.10	67.26	38.28	1.52215	41.10	67.26	36.22	2.13681
56	41.10	65.65	36.50	1.49736	41.10	65.65	35.26	2.36540
57	41.10	64.04	34.93	1.48443	41.10	64.04	33.68	2.31751
58	41.10	62.43	33.36	1.47370	41.10	62.43	32.09	2.24613
59	41.10	60.82	32.05	1.46313	41.10	60.82	30.51	2.22008
60	41.10	59.21	30.24	1.44279	41.10	59.21	29.62	2.44715
61	41.10	57.60	28.68	1.43875	41.10	57.60	28.06	2.38588
62	41.10	55.99	27.14	1.43968	41.10	55.99	27.14	2.60036
63	41.10	54.38	25.60	1.44715	41.10	54.38	25.60	2.58328
64	41.10	52.77	24.07	1.46348	41.10	52.77	24.07	2.57087
65	42.85	76.92	47.89	1.71479	42.85	76.92	44.82	2.22438
66	42.85	75.31	46.31	1.69824	42.85	75.31	43.22	2.14206
67	42.85	73.70	44.74	1.66912	42.85	73.70	41.61	2.11873
68	42.85	72.09	43.16	1.65212	42.85	72.09	40.02	2.09700
69	42.85	70.48	41.60	1.63628	42.85	70.48	38.42	2.03952
70	42.85	68.87	39.43	1.61143	42.85	68.87	37.44	2.27926
71	42.85	67.26	38.47	1.59173	42.85	67.26	35.85	2.25946
72	42.85	65.65	36.91	1.57722	42.85	65.65	34.26	2.19742
73	42.85	64.04	35.36	1.56438	42.85	64.04	32.67	2.17447
74	42.85	62.43	33.17	1.53615	42.85	62.43	31.09	2.15370
75	42.85	60.82	31.62	1.52471	42.85	60.82	30.19	2.42067
76	42.85	59.21	30.07	1.50871	42.85	59.21	28.62	2.38202
77	42.85	57.60	28.53	1.50307	42.85	57.60	27.05	2.31348
78	42.85	55.99	26.23	1.49941	42.85	55.99	26.23	2.61236
79	42.85	54.38	25.48	1.48371	42.85	54.38	24.70	2.60171
80	42.85	52.77	23.97	1.49123	42.85	52.77	23.17	2.59402
81	44.60	76.92	48.27	1.80980	44.60	76.92	43.82	2.03371
82	44.60	75.31	46.70	1.78068	44.60	75.31	42.82	2.21945

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	44.60	73.70	41.22	1.76370	44.60	73.70	41.22	2.20087
84	44.60	72.09	39.63	1.72504	44.60	72.09	39.63	2.14833
85	44.60	70.48	38.03	1.70534	44.60	70.48	38.03	2.12766
86	44.60	68.87	36.44	1.68746	44.60	68.87	36.44	2.10903
87	44.60	67.26	34.85	1.64792	44.60	67.26	34.85	2.05283
88	44.60	65.65	33.26	1.62974	44.60	65.65	33.26	2.03197
89	44.60	64.04	32.33	1.62564	44.60	64.04	32.33	2.30736
90	44.60	62.43	30.76	1.61212	44.60	62.43	30.76	2.29723
91	44.60	60.82	29.18	1.57507	44.60	60.82	29.18	2.23485
92	44.60	59.21	27.61	1.56308	44.60	59.21	27.61	2.22320
93	44.60	57.60	26.05	1.55518	44.60	57.60	26.05	2.21594
94	44.60	55.99	26.79	1.56029	44.60	55.99	25.23	2.54286
95	44.60	54.38	25.29	1.55960	44.60	54.38	23.70	2.55321
96	44.60	52.77	23.80	1.55765	44.60	52.77	22.17	2.63337
97	46.35	76.92	43.48	1.87264	46.35	76.92	43.48	2.08008
98	46.35	75.31	42.17	1.84902	46.35	75.31	41.88	2.05814
99	46.35	73.70	40.28	1.80837	46.35	73.70	40.28	2.00784
100	46.35	72.09	39.25	1.80618	46.35	72.09	38.98	2.12442
101	46.35	70.48	37.39	1.76292	46.35	70.48	37.39	2.07099
102	46.35	68.87	35.79	1.74172	46.35	68.87	35.79	2.05147
103	46.35	67.26	34.49	1.72211	46.35	67.26	34.20	2.03421
104	46.35	65.65	32.61	1.67622	46.35	65.65	32.61	1.97711
105	46.35	64.04	31.33	1.65963	46.35	64.04	31.33	2.07911
106	46.35	62.43	29.75	1.63973	46.35	62.43	29.75	2.06433
107	46.35	60.82	28.18	1.62242	46.35	60.82	28.18	2.05312
108	46.35	59.21	26.61	1.60825	46.35	59.21	26.61	2.04624
109	46.35	57.60	25.78	1.59058	46.35	57.60	25.78	2.35936
110	46.35	55.99	24.23	1.57917	46.35	55.99	24.23	2.33582
111	46.35	54.38	22.70	1.57282	46.35	54.38	22.70	2.39746
112	46.35	52.77	21.18	1.57319	46.35	52.77	21.18	2.42229
113	48.10	76.92	43.69	1.98091	48.10	76.92	43.02	2.13963
114	48.10	75.31	42.42	1.95749	48.10	75.31	41.43	2.11990
115	48.10	73.70	39.83	1.91382	48.10	73.70	39.83	2.06970
116	48.10	72.09	38.23	1.89066	48.10	72.09	38.23	2.04846
117	48.10	70.48	37.67	1.87088	48.10	70.48	37.32	2.28942
118	48.10	68.87	35.73	1.82450	48.10	68.87	35.73	2.23573
119	48.10	67.26	34.14	1.80249	48.10	67.26	34.14	2.22295
120	48.10	65.65	32.56	1.75562	48.10	65.65	32.56	2.17053
121	48.10	64.04	30.98	1.73220	48.10	64.04	30.98	2.15657
122	48.10	62.43	29.40	1.71065	48.10	62.43	29.40	2.14600
123	48.10	60.82	27.83	1.69127	48.10	60.82	27.83	2.13940
124	48.10	59.21	26.26	1.64149	48.10	59.21	26.26	2.08238

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	48.10	57.60	24.69	1.62180	48.10	57.60	24.69	2.07610
126	48.10	55.99	23.13	1.60541	48.10	55.99	23.13	2.07555
127	48.10	54.38	21.58	1.59332	48.10	54.38	21.58	2.08233
128	48.10	52.77	20.04	1.58700	48.10	52.77	20.04	2.09882
129	49.85	76.92	44.32	2.10608	49.85	76.92	43.26	2.37827
130	49.85	75.31	42.75	2.08616	49.85	75.31	41.67	2.36674
131	49.85	73.70	40.08	2.03953	49.85	73.70	40.08	2.31730
132	49.85	72.09	38.50	2.01810	49.85	72.09	38.50	2.30522
133	49.85	70.48	36.91	1.96851	49.85	70.48	36.91	2.25588
134	49.85	68.87	35.33	1.94552	49.85	68.87	35.33	2.24326
135	49.85	67.26	33.75	1.92441	49.85	67.26	33.75	2.23409
136	49.85	65.65	32.18	1.87164	49.85	65.65	32.18	2.21500
137	49.85	64.04	30.60	1.84887	49.85	64.04	30.60	2.20718
138	49.85	62.43	29.80	1.81643	49.85	62.43	29.04	2.20391
139	49.85	60.82	27.47	1.77363	49.85	60.82	27.47	2.18544
140	49.85	59.21	25.91	1.75170	49.85	59.21	25.91	2.18530
141	49.85	57.60	24.36	1.73253	49.85	57.60	24.36	2.19182
142	49.85	55.99	22.82	1.68059	49.85	55.99	22.82	2.14587
143	49.85	54.38	21.29	1.66222	49.85	54.38	21.29	2.19276
144	49.85	52.77	19.77	1.64862	49.85	52.77	19.77	2.21865
145	51.60	76.92	45.07	2.25204	51.60	76.92	42.85	2.45439
146	51.60	75.31	41.99	2.20872	51.60	75.31	41.27	2.44610
147	51.60	73.70	39.69	2.18733	51.60	73.70	39.69	2.39555
148	51.60	72.09	38.84	2.14004	51.60	72.09	38.11	2.38744
149	51.60	70.48	36.53	2.11292	51.60	70.48	36.53	2.33693
150	51.60	68.87	34.95	2.09183	51.60	68.87	34.95	2.32917
151	51.60	67.26	33.38	2.03669	51.60	67.26	33.38	2.27969
152	51.60	65.65	31.82	2.01391	51.60	65.65	31.82	2.27264
153	51.60	64.04	31.04	1.97639	51.60	64.04	30.25	2.27060
154	51.60	62.43	28.70	1.93510	51.60	62.43	28.70	2.22038
155	51.60	60.82	27.15	1.91315	51.60	60.82	27.15	2.22064
156	51.60	59.21	26.42	1.88491	51.60	59.21	25.60	2.22793
157	51.60	57.60	24.07	1.83491	51.60	57.60	24.07	2.18194
158	51.60	55.99	22.54	1.81536	51.60	55.99	22.54	2.26677
159	51.60	54.38	21.03	1.80010	51.60	54.38	21.03	2.33366
160	51.60	52.77	19.54	1.79038	51.60	52.77	19.54	2.38411
161	53.35	76.92	43.94	2.39620	53.35	76.92	42.46	2.54858
162	53.35	75.31	43.59	2.37739	53.35	75.31	40.88	2.49917
163	53.35	73.70	41.60	2.33540	53.35	73.70	39.31	2.49068
164	53.35	72.09	37.73	2.30775	53.35	72.09	37.73	2.44125
165	53.35	70.48	38.51	2.27414	53.35	70.48	36.16	2.43362
166	53.35	68.87	35.37	2.23673	53.35	68.87	34.60	2.43096

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	53.35	67.26	33.04	2.20827	53.35	67.26	33.04	2.37873
168	53.35	65.65	33.09	2.17936	53.35	65.65	31.48	2.37803
169	53.35	64.04	29.93	2.12762	53.35	64.04	29.93	2.32837
170	53.35	62.43	28.39	2.10735	53.35	62.43	28.39	2.33076
171	53.35	60.82	26.85	2.04721	53.35	60.82	26.85	2.28672
172	53.35	59.21	25.32	2.02573	53.35	59.21	25.32	2.29430
173	53.35	57.60	22.97	1.97757	53.35	57.60	22.97	2.04176
174	53.35	55.99	22.30	1.94935	53.35	55.99	21.45	2.04864
175	53.35	54.38	19.94	1.88996	53.35	54.38	19.94	2.00253
176	53.35	52.77	18.45	1.87322	53.35	52.77	18.45	2.02225
177	55.10	76.92	51.74	2.56684	55.10	76.92	42.08	2.67581
178	55.10	75.31	42.83	2.54032	55.10	75.31	40.51	2.62113
179	55.10	73.70	40.49	2.52586	55.10	73.70	38.94	2.61536
180	55.10	72.09	40.58	2.48504	55.10	72.09	37.38	2.56161
181	55.10	70.48	36.60	2.45596	55.10	70.48	35.82	2.55863
182	55.10	68.87	37.54	2.42969	55.10	68.87	34.26	2.50543
183	55.10	67.26	34.34	2.39240	55.10	67.26	32.71	2.50486
184	55.10	65.65	31.17	2.35520	55.10	65.65	31.17	2.45366
185	55.10	64.04	29.63	2.33816	55.10	64.04	29.63	2.45668
186	55.10	62.43	28.10	2.27370	55.10	62.43	28.10	2.40999
187	55.10	60.82	26.58	2.25585	55.10	60.82	26.58	2.41867
188	55.10	59.21	25.08	2.24320	55.10	59.21	25.08	2.43817
189	55.10	57.60	22.71	2.14445	55.10	57.60	22.71	2.15514
190	55.10	55.99	21.22	2.12610	55.10	55.99	21.22	2.15593
191	55.10	54.38	19.74	2.11479	55.10	54.38	19.74	2.17248
192	55.10	52.77	18.28	2.04628	55.10	52.77	18.28	2.13485
193	56.85	76.92	51.71	2.75580	56.85	76.92	42.49	2.93411
194	56.85	75.31	50.27	2.72522	56.85	75.31	40.94	2.93989
195	56.85	73.70	43.19	2.70956	56.85	73.70	39.39	2.88958
196	56.85	72.09	39.48	2.70324	56.85	72.09	37.84	2.89887
197	56.85	70.48	38.81	2.65819	56.85	70.48	36.30	2.84958
198	56.85	68.87	35.60	2.63941	56.85	68.87	34.77	2.86348
199	56.85	67.26	36.70	2.61869	56.85	67.26	33.24	2.81669
200	56.85	65.65	33.45	2.58658	56.85	65.65	30.88	2.63682
201	56.85	64.04	29.36	2.54342	56.85	64.04	29.36	2.58015
202	56.85	62.43	27.85	2.53138	56.85	62.43	27.85	2.58596
203	56.85	60.82	27.23	2.48453	56.85	60.82	26.35	2.60406
204	56.85	59.21	24.86	2.45319	56.85	59.21	24.86	2.55385
205	56.85	57.60	23.39	2.45020	56.85	57.60	23.39	2.58383
206	56.85	55.99	21.94	2.38301	56.85	55.99	21.94	2.55291
207	56.85	54.38	20.51	2.38473	56.85	54.38	20.51	2.60843
208	56.85	52.77	18.15	2.34312	56.85	52.77	18.15	2.38989

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	58.60	76.92	51.62	2.93816	58.60	76.92	42.97	3.28891
210	58.60	75.31	50.19	2.90921	58.60	75.31	41.43	3.24165
211	58.60	73.70	48.77	2.90729	58.60	73.70	39.08	3.09917
212	58.60	72.09	47.36	2.88007	58.60	72.09	37.55	3.04255
213	58.60	70.48	40.35	2.87943	58.60	70.48	36.02	3.05302
214	58.60	68.87	37.09	2.87067	58.60	68.87	34.50	2.99964
215	58.60	67.26	34.73	2.86624	58.60	67.26	32.99	3.01868
216	58.60	65.65	35.07	2.83596	58.60	65.65	31.48	2.96877
217	58.60	64.04	31.78	2.81627	58.60	64.04	29.99	2.99649
218	58.60	62.43	28.51	2.79682	58.60	62.43	28.51	2.95302
219	58.60	60.82	28.90	2.77435	58.60	60.82	27.05	2.99654
220	58.60	59.21	25.60	2.73880	58.60	59.21	25.60	2.96877
221	58.60	57.60	23.24	2.72227	58.60	57.60	23.24	2.78319
222	58.60	55.99	23.75	2.73125	58.60	55.99	21.82	2.83312
223	58.60	54.38	20.42	2.67327	58.60	54.38	20.42	2.80405
224	58.60	52.77	19.07	2.70349	58.60	52.77	19.07	2.89399
225	60.35	76.92	51.54	3.13970	60.35	76.92	42.68	3.44912
226	60.35	75.31	50.12	3.14224	60.35	75.31	41.16	3.47155
227	60.35	73.70	48.71	3.11236	60.35	73.70	39.64	3.41976
228	60.35	72.09	47.32	3.11786	60.35	72.09	38.12	3.44941
229	60.35	70.48	45.01	3.11706	60.35	70.48	36.62	3.39914
230	60.35	68.87	43.64	3.12036	60.35	68.87	35.12	3.43811
231	60.35	67.26	42.28	3.13340	60.35	67.26	33.64	3.39120
232	60.35	65.65	35.87	3.11211	60.35	65.65	32.17	3.44520
233	60.35	64.04	32.57	3.10238	60.35	64.04	30.71	3.40761
234	60.35	62.43	30.20	3.11235	60.35	62.43	28.34	3.26338
235	60.35	60.82	30.74	3.09630	60.35	60.82	26.90	3.21598
236	60.35	59.21	27.41	3.09041	60.35	59.21	25.48	3.27728
237	60.35	57.60	24.09	3.08543	60.35	57.60	24.09	3.25001
238	60.35	55.99	24.72	3.09233	60.35	55.99	22.72	3.34719
239	60.35	54.38	21.38	3.07756	60.35	54.38	21.38	3.39347
240	60.35	52.77	20.09	3.14187	60.35	52.77	20.09	3.58954
241	62.10	76.92	51.47	3.40227	62.10	76.92	43.26	3.87900
242	62.10	75.31	50.07	3.36990	62.10	75.31	41.76	3.82938
243	62.10	73.70	48.67	3.38074	62.10	73.70	40.26	3.78569
244	62.10	72.09	47.30	3.34633	62.10	72.09	38.77	3.83034
245	62.10	70.48	45.00	3.39371	62.10	70.48	37.29	3.79172
246	62.10	68.87	43.64	3.36558	62.10	68.87	35.82	3.88845
247	62.10	67.26	42.30	3.38376	62.10	67.26	33.46	3.74820
248	62.10	65.65	40.02	3.38558	62.10	65.65	32.00	3.69483
249	62.10	64.04	38.71	3.40880	62.10	64.04	30.57	3.65279
250	62.10	62.43	37.42	3.38582	62.10	62.43	29.15	3.72471

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	62.10	60.82	35.16	3.43708	62.10	60.82	27.75	3.69910
252	62.10	59.21	32.44	3.46422	62.10	59.21	26.37	3.84346
253	62.10	57.60	32.71	3.46405	62.10	57.60	25.03	3.87881
254	62.10	55.99	25.77	3.50832	62.10	55.99	23.71	4.03917
255	62.10	54.38	29.60	3.54384	62.10	54.38	21.40	3.85621
256	62.10	52.77	23.34	3.62268	62.10	52.77	20.15	3.91473

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 탑리제2교 A1(압성토 기울기 완화)
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (φ)	마찰저항 (kg/c㎡)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	매립층(모래)	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	풍화토	1.95	2.05	1.90	29.00	0.00	5000.00	5000.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.28	2	10.56	30.26
3	12.80	29.16	4	22.06	28.08
5	31.08	30.56	6	38.06	30.61
7	44.70	33.49	8	46.20	33.57
9	55.80	38.90	10	56.80	38.90
11	56.80	40.00	12	58.10	40.00
13	58.10	43.04	14	58.60	43.04
15	106.25	43.04	16	56.80	36.50
17	55.00	36.50	18	55.00	35.00
19	61.25	35.00	20	61.25	36.50
21	58.60	36.50	22	106.25	30.94
23	0.00	29.42	24	10.08	29.55
25	12.80	28.45	26	19.23	27.61
27	22.56	27.51	28	33.08	29.45
29	51.08	27.68	30	106.25	27.94
31	33.08	27.65	32	51.08	25.68

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	106.25	25.94	34	0.00	24.17
35	10.08	22.25	36	17.52	22.67
37	26.11	24.93	38	31.08	25.64
39	51.08	24.68	40	106.25	24.94

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	28.50	2	106.25	28.50

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	55.80	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
2	57.35	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
3	58.90	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3
4	60.45	35.00	11.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	26.80	88.50	63.70	4.24088	26.80	88.50	63.70	4.68104
2	26.80	86.53	62.31	4.88585	26.80	86.53	62.31	5.46332
3	26.80	84.56	60.54	5.03827	26.80	84.56	60.54	5.58781
4	26.80	82.59	58.34	8.15021	26.80	82.59	58.34	8.50475
5	26.80	80.62	51.17	4.51492	26.80	80.62	51.17	4.51492
6	26.80	78.65	49.20	4.38170	26.80	78.65	49.20	4.38170
7	26.80	76.68	47.23	4.25208	26.80	76.68	47.23	4.25208
8	26.80	74.71	45.26	4.12710	26.80	74.71	45.26	4.12710
9	26.80	72.74	45.11	3.87015	26.80	72.74	45.11	3.87015
10	26.80	70.77	41.59	3.93754	26.80	70.77	41.59	3.93754
11	26.80	68.80	39.35	3.79760	26.80	68.80	39.35	3.79760
12	26.80	66.83	37.38	3.65954	26.80	66.83	37.38	3.65954
13	26.80	64.86	35.68	3.54919	26.80	64.86	35.68	3.54919
14	26.80	62.89	33.44	3.45095	26.80	62.89	33.44	3.45095
15	26.80	60.92	31.47	3.29222	26.80	60.92	31.47	3.29222
16	26.80	58.95	29.50	3.14158	26.80	58.95	29.50	3.14158
17	28.86	88.50	62.63	2.48648	28.86	88.50	62.63	2.88802
18	28.86	86.53	61.18	3.07235	28.86	86.53	61.18	3.58061
19	28.86	84.56	59.37	3.54002	28.86	84.56	59.37	4.03276
20	28.86	82.59	57.98	4.19784	28.86	82.59	57.98	4.79630
21	28.86	80.62	56.21	4.47338	28.86	80.62	56.21	5.04291
22	28.86	78.65	54.45	4.83269	28.86	78.65	54.45	5.38584
23	28.86	76.68	53.17	5.31455	28.86	76.68	53.17	5.94458
24	28.86	74.71	51.46	5.61389	28.86	74.71	44.73	5.88020
25	28.86	72.74	43.64	3.89593	28.86	72.74	43.64	3.89593
26	28.86	70.77	42.02	4.20407	28.86	70.77	42.02	4.20407
27	28.86	68.80	40.81	3.64149	28.86	68.80	40.81	3.64149
28	28.86	66.83	39.27	3.60877	28.86	66.83	39.27	3.60877
29	28.86	64.86	37.84	3.79899	28.86	64.86	37.84	3.79899
30	28.86	62.89	36.85	3.96052	28.86	62.89	36.85	3.96052
31	28.86	60.92	35.35	4.17061	28.86	60.92	35.35	4.17061
32	28.86	58.95	29.56	4.31100	28.86	58.95	29.56	4.31100
33	30.92	88.50	61.62	1.94903	30.92	88.50	61.62	2.33407
34	30.92	86.53	59.87	2.02491	30.92	86.53	59.87	2.41397
35	30.92	84.56	58.25	2.08347	30.92	84.56	58.25	2.51319
36	30.92	82.59	56.48	2.16632	30.92	82.59	56.48	2.57433
37	30.92	80.62	55.04	2.58726	30.92	80.62	55.04	3.10117
38	30.92	78.65	53.25	2.92729	30.92	78.65	53.25	3.42356
39	30.92	76.68	51.89	4.00866	30.92	76.68	51.89	4.61109
40	30.92	74.71	50.13	4.29173	30.92	74.71	50.13	4.86142

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	30.92	72.74	48.86	4.79873	30.92	72.74	48.86	5.44338
42	30.92	70.77	40.83	4.73108	30.92	70.77	40.83	4.73108
43	30.92	68.80	39.19	4.09718	30.92	68.80	39.19	4.09718
44	30.92	66.83	37.95	3.43859	30.92	66.83	37.95	3.43859
45	30.92	64.86	36.41	3.50796	30.92	64.86	36.41	3.50796
46	30.92	62.89	35.36	3.39419	30.92	62.89	35.36	3.39419
47	30.92	60.92	34.14	3.36832	30.92	60.92	34.14	3.36832
48	30.92	58.95	32.93	3.42245	30.92	58.95	32.93	3.42245
49	32.98	88.50	60.90	1.78680	32.98	88.50	60.90	2.24083
50	32.98	86.53	58.96	1.78595	32.98	86.53	58.96	2.18796
51	32.98	84.56	57.45	1.85828	32.98	84.56	57.45	2.33101
52	32.98	82.59	55.52	1.87210	32.98	82.59	55.52	2.30980
53	32.98	80.62	53.85	1.90683	32.98	80.62	53.74	2.32366
54	32.98	78.65	52.07	1.94686	32.98	78.65	52.07	2.38565
55	32.98	76.68	50.52	2.00053	32.98	76.68	50.52	2.49648
56	32.98	74.71	48.86	2.04862	32.98	74.71	48.86	2.55579
57	32.98	72.74	47.26	2.65901	32.98	72.74	47.26	3.21004
58	32.98	70.77	45.71	3.41489	32.98	70.77	45.71	3.99384
59	32.98	68.80	44.23	4.05775	32.98	68.80	44.23	4.65700
60	32.98	66.83	42.80	4.53547	32.98	66.83	42.75	5.16825
61	32.98	64.86	35.11	3.25287	32.98	64.86	35.11	3.25287
62	32.98	62.89	33.54	3.06384	32.98	62.89	33.54	3.06384
63	32.98	60.92	32.48	3.16520	32.98	60.92	32.48	3.16520
64	32.98	58.95	31.04	3.17303	32.98	58.95	31.04	3.17303
65	35.04	88.50	59.99	1.70285	35.04	88.50	59.99	2.16170
66	35.04	86.53	58.04	1.68292	35.04	86.53	58.04	2.08277
67	35.04	84.56	56.52	1.73900	35.04	84.56	56.52	2.22839
68	35.04	82.59	54.58	1.71985	35.04	82.59	54.58	2.14527
69	35.04	80.62	53.10	1.76229	35.04	80.62	53.10	2.29992
70	35.04	78.65	51.17	1.77223	35.04	78.65	51.17	2.24305
71	35.04	76.68	49.73	1.86448	35.04	76.68	49.73	2.46724
72	35.04	74.71	47.82	1.87459	35.04	74.71	47.82	2.39901
73	35.04	72.74	46.42	1.91756	35.04	72.74	46.42	2.54301
74	35.04	70.77	44.53	1.94414	35.04	70.77	44.53	2.52666
75	35.04	68.80	42.90	1.99930	35.04	68.80	42.90	2.59330
76	35.04	66.83	41.52	3.00864	35.04	66.83	41.52	3.64735
77	35.04	64.86	40.00	3.74816	35.04	64.86	40.00	4.41001
78	35.04	62.89	38.55	4.14082	35.04	62.89	38.55	4.88730
79	35.04	60.92	30.69	3.21744	35.04	60.92	30.69	3.21744
80	35.04	58.95	29.60	2.62867	35.04	58.95	29.60	2.62867
81	37.10	88.50	59.08	1.53665	37.10	88.50	59.08	1.95012
82	37.10	86.53	57.13	1.52076	37.10	86.53	57.13	1.87341

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	37.10	84.56	55.18	1.49556	37.10	84.56	55.18	1.81632
84	37.10	82.59	53.65	1.61687	37.10	82.59	53.65	2.04597
85	37.10	80.62	51.71	1.59455	37.10	80.62	51.71	1.98635
86	37.10	78.65	50.22	1.64782	37.10	78.65	50.22	2.12351
87	37.10	76.68	48.29	1.66056	37.10	76.68	48.29	2.08432
88	37.10	74.71	46.84	1.70873	37.10	74.71	46.84	2.25272
89	37.10	72.74	44.93	1.71132	37.10	72.74	44.93	2.18690
90	37.10	70.77	43.53	1.81218	37.10	70.77	43.53	2.43120
91	37.10	68.80	41.64	1.82538	37.10	68.80	41.64	2.36303
92	37.10	66.83	40.31	1.90685	37.10	66.83	40.31	2.55756
93	37.10	64.86	39.04	1.97922	37.10	64.86	39.04	2.78542
94	37.10	62.89	37.20	2.02214	37.10	62.89	37.20	2.72229
95	37.10	60.92	36.02	3.55741	37.10	60.92	36.02	4.45044
96	37.10	58.95	34.23	3.97140	37.10	58.95	34.23	4.77231
97	39.16	88.50	58.98	1.56303	39.16	88.50	57.95	1.91440
98	39.16	86.53	56.62	1.54427	39.16	86.53	56.12	1.86439
99	39.16	84.56	54.48	1.52334	39.16	84.56	54.36	1.85692
100	39.16	82.59	52.53	1.50449	39.16	82.59	52.53	1.82327
101	39.16	80.62	51.21	1.48939	39.16	80.62	50.78	1.83262
102	39.16	78.65	49.27	1.47364	39.16	78.65	49.27	1.92421
103	39.16	76.68	47.34	1.44779	39.16	76.68	47.34	1.86279
104	39.16	74.71	45.87	1.56927	39.16	74.71	45.87	2.09328
105	39.16	72.74	43.95	1.56488	39.16	72.74	43.95	2.04621
106	39.16	70.77	42.54	1.66892	39.16	70.77	42.54	2.27963
107	39.16	68.80	40.64	1.65155	39.16	68.80	40.64	2.21268
108	39.16	66.83	39.29	1.71837	39.16	66.83	39.29	2.42513
109	39.16	64.86	37.42	1.71576	39.16	64.86	37.42	2.36623
110	39.16	62.89	36.15	1.88026	39.16	62.89	36.15	2.63754
111	39.16	60.92	34.32	1.92822	39.16	60.92	34.32	2.64714
112	39.16	58.95	33.15	2.01085	39.16	58.95	33.15	2.92830
113	41.22	88.50	58.68	1.60499	41.22	88.50	57.24	1.98395
114	41.22	86.53	56.58	1.58149	41.22	86.53	55.73	2.07075
115	41.22	84.56	54.63	1.55942	41.22	84.56	53.76	2.01161
116	41.22	82.59	52.54	1.53792	41.22	82.59	52.10	1.96359
117	41.22	80.62	50.92	1.50993	41.22	80.62	50.14	1.90060
118	41.22	78.65	48.80	1.48568	41.22	78.65	48.17	1.85720
119	41.22	76.68	46.69	1.46430	41.22	76.68	46.30	1.82473
120	41.22	74.71	44.75	1.44452	41.22	74.71	44.59	1.80349
121	41.22	72.74	43.20	1.42300	41.22	72.74	42.81	1.83751
122	41.22	70.77	41.06	1.40056	41.22	70.77	41.06	1.81892
123	41.22	68.80	39.36	1.39299	41.22	68.80	39.36	1.83797
124	41.22	66.83	37.75	1.38637	41.22	66.83	37.75	1.88552

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	41.22	64.86	36.40	1.60682	41.22	64.86	36.40	2.25316
126	41.22	62.89	34.54	1.61489	41.22	62.89	34.54	2.23186
127	41.22	60.92	33.27	1.70838	41.22	60.92	33.27	2.47205
128	41.22	58.95	31.45	1.72953	41.22	58.95	31.45	2.46131
129	43.28	88.50	58.69	1.66322	43.28	88.50	56.87	2.10762
130	43.28	86.53	56.59	1.63852	43.28	86.53	54.90	2.07332
131	43.28	84.56	54.99	1.61163	43.28	84.56	52.93	2.01051
132	43.28	82.59	52.87	1.58383	43.28	82.59	50.96	1.95299
133	43.28	80.62	50.75	1.55766	43.28	80.62	49.48	2.04786
134	43.28	78.65	48.64	1.53335	43.28	78.65	47.51	2.01002
135	43.28	76.68	46.70	1.50942	43.28	76.68	45.55	1.97177
136	43.28	74.71	45.14	1.48252	43.28	74.71	44.46	2.06400
137	43.28	72.74	43.00	1.45524	43.28	72.74	42.14	1.95742
138	43.28	70.77	41.07	1.43328	43.28	70.77	40.18	1.91616
139	43.28	68.80	38.94	1.40942	43.28	68.80	38.60	1.92665
140	43.28	66.83	37.01	1.38964	43.28	66.83	36.65	1.85504
141	43.28	64.86	35.09	1.37218	43.28	64.86	35.09	1.89334
142	43.28	62.89	33.40	1.36395	43.28	62.89	33.40	1.91649
143	43.28	60.92	31.78	1.35274	43.28	60.92	31.78	1.96553
144	43.28	58.95	30.24	1.36734	43.28	58.95	30.24	2.08357
145	45.34	88.50	59.26	1.73395	45.34	88.50	56.04	2.09796
146	45.34	86.53	57.13	1.71042	45.34	86.53	54.07	2.04320
147	45.34	84.56	55.00	1.68110	45.34	84.56	52.10	1.97883
148	45.34	82.59	52.70	1.65145	45.34	82.59	50.62	2.10920
149	45.34	80.62	50.76	1.62603	45.34	80.62	48.65	2.07604
150	45.34	78.65	49.21	1.59918	45.34	78.65	46.69	1.98561
151	45.34	76.68	47.08	1.56901	45.34	76.68	44.73	1.94964
152	45.34	74.71	45.15	1.54432	45.34	74.71	43.28	2.06025
153	45.34	72.74	43.02	1.51525	45.34	72.74	41.32	2.02395
154	45.34	70.77	40.89	1.48836	45.34	70.77	39.36	1.98730
155	45.34	68.80	38.96	1.46361	45.34	68.80	37.41	1.91846
156	45.34	66.83	37.03	1.43985	45.34	66.83	36.01	2.11644
157	45.34	64.86	35.10	1.41742	45.34	64.86	34.07	2.01539
158	45.34	62.89	33.18	1.39680	45.34	62.89	32.72	2.08832
159	45.34	60.92	31.27	1.37868	45.34	60.92	30.80	2.00535
160	45.34	58.95	29.36	1.36406	45.34	58.95	28.88	1.96289
161	47.40	88.50	59.07	1.81220	47.40	88.50	55.68	2.19168
162	47.40	86.53	56.94	1.78360	47.40	86.53	53.72	2.16193
163	47.40	84.56	54.82	1.75672	47.40	84.56	51.76	2.10719
164	47.40	82.59	53.29	1.72969	47.40	82.59	49.79	2.04355
165	47.40	80.62	51.37	1.70530	47.40	80.62	47.83	2.01116
166	47.40	78.65	49.23	1.67350	47.40	78.65	45.86	1.97890

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	47.40	76.68	47.09	1.64363	47.40	76.68	44.42	2.09602
168	47.40	74.71	45.16	1.61792	47.40	74.71	42.46	2.06177
169	47.40	72.74	43.24	1.59262	47.40	72.74	40.50	2.02745
170	47.40	70.77	41.57	1.56351	47.40	70.77	38.55	1.96283
171	47.40	68.80	39.67	1.53945	47.40	68.80	36.59	1.92889
172	47.40	66.83	37.51	1.50628	47.40	66.83	35.21	2.06569
173	47.40	64.86	35.61	1.49015	47.40	64.86	33.26	1.99588
174	47.40	62.89	33.72	1.46799	47.40	62.89	31.33	1.96088
175	47.40	60.92	31.84	1.44771	47.40	60.92	30.01	2.16441
176	47.40	58.95	29.97	1.43000	47.40	58.95	28.10	2.13453
177	49.46	88.50	59.08	1.91252	49.46	88.50	54.93	2.16575
178	49.46	86.53	57.15	1.88871	49.46	86.53	52.96	2.13462
179	49.46	84.56	55.45	1.85920	49.46	84.56	50.99	2.10383
180	49.46	82.59	53.30	1.82822	49.46	82.59	49.23	2.10440
181	49.46	80.62	51.38	1.80379	49.46	80.62	47.27	2.07338
182	49.46	78.65	49.71	1.77648	49.46	78.65	45.31	2.01485
183	49.46	76.68	47.56	1.74295	49.46	76.68	43.34	1.98088
184	49.46	74.71	45.65	1.71815	49.46	74.71	41.64	1.99543
185	49.46	72.74	43.75	1.69389	49.46	72.74	39.69	1.96178
186	49.46	70.77	41.86	1.67027	49.46	70.77	37.73	1.92832
187	49.46	68.80	39.45	1.63737	49.46	68.80	36.34	2.09916
188	49.46	66.83	38.09	1.61137	49.46	66.83	34.40	2.07026
189	49.46	64.86	36.22	1.58913	49.46	64.86	32.46	2.00326
190	49.46	62.89	33.81	1.56751	49.46	62.89	30.53	1.97179
191	49.46	60.92	31.95	1.54723	49.46	60.92	28.60	1.94145
192	49.46	58.95	29.37	1.52146	49.46	58.95	27.32	2.17075
193	51.52	88.50	59.53	2.02639	51.52	88.50	54.46	2.27396
194	51.52	86.53	57.61	2.00373	51.52	86.53	52.50	2.24523
195	51.52	84.56	55.22	1.97631	51.52	84.56	50.54	2.18913
196	51.52	82.59	53.80	1.94539	51.52	82.59	49.20	2.27916
197	51.52	80.62	51.89	1.92246	51.52	80.62	47.24	2.25185
198	51.52	78.65	50.28	1.89745	51.52	78.65	45.28	2.19265
199	51.52	76.68	47.60	1.86744	51.52	76.68	43.33	2.16261
200	51.52	74.71	46.23	1.84147	51.52	74.71	41.37	2.13304
201	51.52	72.74	44.35	1.81846	51.52	72.74	39.42	2.07100
202	51.52	70.77	42.81	1.79139	51.52	70.77	37.47	2.03836
203	51.52	68.80	39.37	1.75288	51.52	68.80	35.52	2.00604
204	51.52	66.83	37.50	1.72911	51.52	66.83	33.57	1.97409
205	51.52	64.86	31.62	1.69899	51.52	64.86	31.62	1.90797
206	51.52	62.89	29.68	1.66469	51.52	62.89	29.68	1.87325
207	51.52	60.92	27.74	1.63136	51.52	60.92	27.74	1.83925
208	51.52	58.95	26.15	1.63200	51.52	58.95	26.15	2.00011

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	53.58	88.50	60.04	2.15068	53.58	88.50	54.66	2.51322
210	53.58	86.53	58.71	2.12393	53.58	86.53	52.70	2.45762
211	53.58	84.56	56.54	2.10143	53.58	84.56	50.75	2.43267
212	53.58	82.59	54.36	2.07460	53.58	82.59	48.79	2.37665
213	53.58	80.62	52.48	2.05192	53.58	80.62	46.84	2.34964
214	53.58	78.65	50.61	2.02978	53.58	78.65	44.89	2.32365
215	53.58	76.68	48.20	1.99990	53.58	76.68	42.94	2.26460
216	53.58	74.71	46.88	1.96918	53.58	74.71	40.99	2.23630
217	53.58	72.74	45.04	1.94661	53.58	72.74	39.05	2.20898
218	53.58	70.77	42.62	1.93510	53.58	70.77	37.10	2.18275
219	53.58	68.80	40.78	1.89573	53.58	68.80	35.16	2.11834
220	53.58	66.83	37.46	1.86550	53.58	66.83	33.23	2.08983
221	53.58	64.86	31.29	1.84101	53.58	64.86	31.29	2.06264
222	53.58	62.89	29.37	1.80646	53.58	62.89	29.37	2.03709
223	53.58	60.92	27.44	1.74148	53.58	60.92	27.44	1.97220
224	53.58	58.95	25.53	1.70551	53.58	58.95	25.53	1.94676
225	55.64	88.50	60.62	2.28122	55.64	88.50	54.27	2.62373
226	55.64	86.53	58.74	2.25990	55.64	86.53	52.31	2.60142
227	55.64	84.56	56.33	2.24348	55.64	84.56	50.36	2.54446
228	55.64	82.59	54.45	2.22192	55.64	82.59	48.42	2.52055
229	55.64	80.62	52.59	2.20103	55.64	80.62	46.47	2.49821
230	55.64	78.65	50.72	2.16300	55.64	78.65	44.53	2.43784
231	55.64	76.68	48.87	2.14100	55.64	76.68	42.58	2.41378
232	55.64	74.71	46.30	2.13053	55.64	74.71	40.65	2.39142
233	55.64	72.74	44.45	2.11111	55.64	72.74	38.71	2.32836
234	55.64	70.77	42.62	2.07168	55.64	70.77	36.78	2.30440
235	55.64	68.80	40.05	2.04811	55.64	68.80	34.85	2.28247
236	55.64	66.83	32.93	2.02586	55.64	66.83	32.93	2.21882
237	55.64	64.86	31.01	1.98943	55.64	64.86	31.01	2.19617
238	55.64	62.89	29.10	1.95365	55.64	62.89	29.10	2.17649
239	55.64	60.92	27.20	1.91872	55.64	60.92	27.20	2.16054
240	55.64	58.95	26.11	1.87521	55.64	58.95	25.31	2.14943
241	57.70	88.50	60.71	2.44423	57.70	88.50	53.90	2.79584
242	57.70	86.53	58.14	2.44583	57.70	86.53	51.95	2.73683
243	57.70	84.56	56.27	2.40770	57.70	84.56	50.01	2.71585
244	57.70	82.59	54.41	2.38803	57.70	82.59	48.07	2.65635
245	57.70	80.62	52.56	2.36924	57.70	80.62	46.13	2.63411
246	57.70	78.65	50.71	2.32979	57.70	78.65	44.19	2.61412
247	57.70	76.68	48.88	2.30997	57.70	76.68	42.26	2.55131
248	57.70	74.71	46.30	2.30378	57.70	74.71	40.33	2.53021
249	57.70	72.74	44.47	2.26477	57.70	72.74	38.41	2.51177
250	57.70	70.77	41.90	2.24335	57.70	70.77	36.49	2.44686

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	57.70	68.80	40.09	2.22804	57.70	68.80	34.58	2.42800
252	57.70	66.83	39.09	2.20542	57.70	66.83	32.67	2.41269
253	57.70	64.86	35.72	2.16433	57.70	64.86	30.77	2.34902
254	57.70	62.89	28.88	2.14118	57.70	62.89	28.88	2.33548
255	57.70	60.92	26.20	2.08769	57.70	60.92	26.20	2.13047
256	57.70	58.95	24.32	2.05087	57.70	58.95	24.32	2.11226

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제2교 A1(압성토 기울기 완화)
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/cm²)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	전답토	1.80	1.90	0.00	26.00	0.00	2000.00	2000.00	0.0	0.0
4	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
5	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
6	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	30.69	2	6.89	30.87
3	15.49	30.40	4	15.76	31.74
5	15.97	32.78	6	17.37	33.55
7	21.14	33.58	8	24.31	32.46
9	35.80	32.38	10	50.80	38.90
11	51.80	38.90	12	51.80	40.00
13	53.10	40.00	14	53.10	43.04
15	53.60	43.04	16	106.25	43.04
17	51.80	36.50	18	50.00	36.50
19	50.00	35.00	20	56.25	35.00
21	56.25	36.50	22	53.60	36.50
23	47.65	32.55	24	106.25	32.26
25	20.71	31.81	26	75.24	31.70
27	106.25	31.63	28	0.00	27.12
29	20.71	26.81	30	51.78	27.59
31	106.25	27.33	32	0.00	26.63

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

33	51.78	24.89	34	106.25	24.63

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	29.60	2	106.25	29.60

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	32.36	73.69	46.47	2.04402	32.36	73.69	46.47	2.85018
2	32.36	72.43	45.30	2.03734	32.36	72.43	45.30	2.82123
3	32.36	71.17	44.13	2.16534	32.36	71.17	44.13	2.92866
4	32.36	69.91	42.97	2.23430	32.36	69.91	42.97	2.97501
5	32.36	68.65	41.82	2.31407	32.36	68.65	41.82	3.05408
6	32.36	67.39	40.67	2.33890	32.36	67.39	40.67	3.05415
7	32.36	66.13	39.53	2.43302	32.36	66.13	39.53	3.14617
8	32.36	64.87	38.78	3.49606	32.36	64.87	38.78	4.28367
9	32.36	63.61	37.67	3.97419	32.36	63.61	37.67	4.73572
10	32.36	62.35	36.56	4.44939	32.36	62.35	36.56	5.20992
11	32.36	61.09	28.98	3.94444	32.36	61.09	28.98	3.94444
12	32.36	59.83	28.09	3.45231	32.36	59.83	28.09	3.45231
13	32.36	58.57	27.10	3.55330	32.36	58.57	27.10	3.55330
14	32.36	57.31	26.12	3.53693	32.36	57.31	26.12	3.53693
15	32.36	56.05	24.92	3.66131	32.36	56.05	24.92	3.66131
16	32.36	54.79	23.98	3.95687	32.36	54.79	23.98	3.95687
17	33.77	73.69	47.00	2.28942	33.77	73.69	47.00	3.59645
18	33.77	72.43	45.85	2.29875	33.77	72.43	45.85	3.58769
19	33.77	71.17	44.69	2.34217	33.77	71.17	44.69	3.64696
20	33.77	69.91	43.55	2.35428	33.77	69.91	43.55	3.63916
21	33.77	68.65	42.41	2.40537	33.77	68.65	42.41	3.70668
22	33.77	67.39	41.27	2.40062	33.77	67.39	41.27	3.68003
23	33.77	66.13	40.15	3.44358	33.77	66.13	40.15	4.73998
24	33.77	64.87	39.03	3.71571	33.77	64.87	39.03	4.98815
25	33.77	63.61	37.92	4.13528	33.77	63.61	37.92	5.42516
26	33.77	62.35	36.83	4.42338	33.77	62.35	36.83	5.61903
27	33.77	61.09	35.74	4.86420	33.77	61.09	35.74	6.07589
28	33.77	59.83	34.66	5.04895	33.77	59.83	34.66	6.23286
29	33.77	58.57	33.60	5.55038	33.77	58.57	33.60	6.74994
30	33.77	57.31	25.34	2.95021	33.77	57.31	25.34	2.95021
31	33.77	56.05	24.31	2.95454	33.77	56.05	24.31	2.95454
32	33.77	54.79	23.34	3.03983	33.77	54.79	23.34	3.03983
33	35.18	73.69	44.78	1.98444	35.18	73.69	44.78	2.63085
34	35.18	72.43	43.64	2.00377	35.18	72.43	43.64	2.66614
35	35.18	71.17	42.51	1.99582	35.18	71.17	42.51	2.65377
36	35.18	69.91	41.38	1.99094	35.18	69.91	41.38	2.64545
37	35.18	68.65	40.26	2.01450	35.18	68.65	40.26	2.68551
38	35.18	67.39	39.15	2.01151	35.18	67.39	39.15	2.72939
39	35.18	66.13	38.05	2.04828	35.18	66.13	38.05	2.78692
40	35.18	64.87	36.96	2.04808	35.18	64.87	36.96	2.78248

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	35.18	63.61	35.88	2.08868	35.18	63.61	35.88	2.84688
42	35.18	62.35	34.81	2.09876	35.18	62.35	34.81	2.85217
43	35.18	61.09	33.76	2.15147	35.18	61.09	33.76	2.93237
44	35.18	59.83	35.43	5.44443	35.18	59.83	39.94	6.77987
45	35.18	58.57	34.39	5.60360	35.18	58.57	38.40	6.74312
46	35.18	57.31	33.36	5.91886	35.18	57.31	37.49	6.84692
47	35.18	56.05	32.36	6.08909	35.18	56.05	36.61	7.01966
48	35.18	54.79	22.51	2.93609	35.18	54.79	22.51	2.93609
49	36.59	73.69	43.68	1.79243	36.59	73.69	43.68	2.24625
50	36.59	72.43	42.53	1.80810	36.59	72.43	42.53	2.27372
51	36.59	71.17	41.38	1.80277	36.59	71.17	41.38	2.26575
52	36.59	69.91	40.24	1.83037	36.59	69.91	40.24	2.30680
53	36.59	68.65	39.11	1.82696	36.59	68.65	39.11	2.30040
54	36.59	67.39	38.43	1.88697	36.59	67.39	38.43	2.54339
55	36.59	66.13	37.33	1.88310	36.59	66.13	37.33	2.53953
56	36.59	64.87	36.24	1.91097	36.59	64.87	36.24	2.59122
57	36.59	63.61	35.15	1.91513	36.59	63.61	35.15	2.64774
58	36.59	62.35	34.08	1.95177	36.59	62.35	34.08	2.71463
59	36.59	61.09	33.02	1.95989	36.59	61.09	33.02	2.72319
60	36.59	59.83	31.98	1.96855	36.59	59.83	31.98	2.73469
61	36.59	58.57	30.96	2.01521	36.59	58.57	30.96	2.81443
62	36.59	57.31	29.95	2.03119	36.59	57.31	29.95	2.83392
63	36.59	56.05	29.58	2.44480	36.59	56.05	29.58	3.61018
64	36.59	54.79	28.63	2.60490	36.59	54.79	28.63	3.83490
65	38.00	73.69	42.93	1.65351	38.00	73.69	42.93	2.01133
66	38.00	72.43	42.00	1.67467	38.00	72.43	42.00	2.13381
67	38.00	71.17	40.80	1.67889	38.00	71.17	40.80	2.14236
68	38.00	69.91	39.61	1.66247	38.00	69.91	39.61	2.11414
69	38.00	68.65	38.42	1.67045	38.00	68.65	38.42	2.12636
70	38.00	67.39	37.52	1.70197	38.00	67.39	37.52	2.24179
71	38.00	66.13	36.36	1.69050	38.00	66.13	36.36	2.21793
72	38.00	64.87	35.27	1.69788	38.00	64.87	35.27	2.23507
73	38.00	63.61	34.14	1.71460	38.00	63.61	34.14	2.26159
74	38.00	62.35	33.15	1.74251	38.00	62.35	33.15	2.35921
75	38.00	61.09	32.05	1.76779	38.00	61.09	32.05	2.40293
76	38.00	59.83	31.17	1.79223	38.00	59.83	31.17	2.53763
77	38.00	58.57	30.12	1.80315	38.00	58.57	30.12	2.55061
78	38.00	57.31	29.08	1.84054	38.00	57.31	29.08	2.61990
79	38.00	56.05	28.06	1.85276	38.00	56.05	28.06	2.63511
80	38.00	54.79	27.64	2.04161	38.00	54.79	27.64	3.16803
81	39.41	73.69	42.34	1.60147	39.41	73.69	42.34	1.93025
82	39.41	72.43	41.34	1.62264	39.41	72.43	41.34	2.00775

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	39.41	71.17	40.12	1.60641	39.41	71.17	40.12	1.97943
84	39.41	69.91	38.91	1.60461	39.41	69.91	38.91	1.97823
85	39.41	68.65	37.97	1.61898	39.41	68.65	37.97	2.09405
86	39.41	67.39	36.77	1.59997	39.41	67.39	36.77	2.06248
87	39.41	66.13	35.57	1.60309	39.41	66.13	35.57	2.06934
88	39.41	64.87	34.71	1.63195	39.41	64.87	34.71	2.19272
89	39.41	63.61	33.53	1.61824	39.41	63.61	33.53	2.16565
90	39.41	62.35	32.36	1.62903	39.41	62.35	32.36	2.18287
91	39.41	61.09	31.20	1.61944	39.41	61.09	31.20	2.15878
92	39.41	59.83	30.45	1.66530	39.41	59.83	30.45	2.33663
93	39.41	58.57	29.33	1.68366	39.41	58.57	29.33	2.36799
94	39.41	57.31	28.21	1.71073	39.41	57.31	28.21	2.41200
95	39.41	56.05	27.59	1.75081	39.41	56.05	27.59	2.63918
96	39.41	54.79	26.52	1.74972	39.41	54.79	26.52	2.62617
97	40.82	73.69	41.89	1.58266	40.82	73.69	41.89	1.91704
98	40.82	72.43	40.65	1.55592	40.82	72.43	40.65	1.87715
99	40.82	71.17	39.58	1.57540	40.82	71.17	39.58	1.92806
100	40.82	69.91	38.35	1.56632	40.82	69.91	38.35	1.91735
101	40.82	68.65	37.33	1.56928	40.82	68.65	37.33	1.96138
102	40.82	67.39	36.11	1.56426	40.82	67.39	36.11	1.95700
103	40.82	66.13	34.89	1.54011	40.82	66.13	34.89	1.91861
104	40.82	64.87	33.94	1.55400	40.82	64.87	33.94	2.03071
105	40.82	63.61	32.73	1.55279	40.82	63.61	32.73	2.03281
106	40.82	62.35	31.53	1.53393	40.82	62.35	31.53	1.99950
107	40.82	61.09	30.66	1.57256	40.82	61.09	30.66	2.15174
108	40.82	59.83	29.49	1.56256	40.82	59.83	29.49	2.12527
109	40.82	58.57	28.32	1.57453	40.82	58.57	28.32	2.14455
110	40.82	57.31	27.56	1.61660	40.82	57.31	27.56	2.31970
111	40.82	56.05	26.42	1.61296	40.82	56.05	26.42	2.30180
112	40.82	54.79	25.30	1.63713	40.82	54.79	25.30	2.34027
113	42.23	73.69	41.82	1.62217	42.23	73.69	41.29	1.97557
114	42.23	72.43	40.57	1.60989	42.23	72.43	40.57	2.01771
115	42.23	71.17	39.33	1.58192	42.23	71.17	39.33	1.97755
116	42.23	69.91	38.09	1.57002	42.23	69.91	38.09	1.96566
117	42.23	68.65	36.85	1.54217	42.23	68.65	36.85	1.92446
118	42.23	67.39	35.61	1.53076	42.23	67.39	35.61	1.91203
119	42.23	66.13	34.37	1.50947	42.23	66.13	34.37	1.87614
120	42.23	64.87	33.13	1.51132	42.23	64.87	33.13	1.87561
121	42.23	63.61	32.10	1.52177	42.23	63.61	32.10	1.92364
122	42.23	62.35	30.88	1.51601	42.23	62.35	30.88	1.91748
123	42.23	61.09	29.91	1.51678	42.23	61.09	29.91	2.01525
124	42.23	59.83	28.70	1.52224	42.23	59.83	28.70	2.02516

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	42.23	58.57	27.80	1.52779	42.23	58.57	27.80	2.12102
126	42.23	57.31	26.62	1.53591	42.23	57.31	26.62	2.13857
127	42.23	56.05	25.45	1.52507	42.23	56.05	25.45	2.10749
128	42.23	54.79	24.66	1.55295	42.23	54.79	24.66	2.26515
129	43.64	73.69	42.24	1.72159	43.64	73.69	40.93	2.09251
130	43.64	72.43	40.82	1.69884	43.64	72.43	39.69	2.08566
131	43.64	71.17	39.59	1.67103	43.64	71.17	38.44	2.04586
132	43.64	69.91	38.35	1.65896	43.64	69.91	37.78	2.08025
133	43.64	68.65	36.54	1.63319	43.64	68.65	36.54	2.04081
134	43.64	67.39	35.30	1.62218	43.64	67.39	35.30	2.03353
135	43.64	66.13	34.07	1.59270	43.64	66.13	34.07	1.99354
136	43.64	64.87	32.84	1.58232	43.64	64.87	32.84	1.98635
137	43.64	63.61	31.61	1.55382	43.64	63.61	31.61	1.94643
138	43.64	62.35	30.38	1.54435	43.64	62.35	30.38	1.93937
139	43.64	61.09	29.15	1.53881	43.64	61.09	29.15	1.93731
140	43.64	59.83	28.56	1.53042	43.64	59.83	28.56	2.14590
141	43.64	58.57	27.36	1.53166	43.64	58.57	27.36	2.15501
142	43.64	57.31	26.45	1.53177	43.64	57.31	26.15	2.16577
143	43.64	56.05	24.95	1.50913	43.64	56.05	24.95	2.12323
144	43.64	54.79	23.76	1.51387	43.64	54.79	23.76	2.13656
145	45.05	73.69	41.76	1.76912	45.05	73.69	40.59	2.11029
146	45.05	72.43	40.53	1.75652	45.05	72.43	39.34	2.10389
147	45.05	71.17	39.29	1.72706	45.05	71.17	38.10	2.06541
148	45.05	69.91	38.06	1.71476	45.05	69.91	36.86	2.05968
149	45.05	68.65	36.83	1.68519	45.05	68.65	35.62	2.05426
150	45.05	67.39	35.61	1.67323	45.05	67.39	34.38	2.05026
151	45.05	66.13	34.38	1.66084	45.05	66.13	33.75	2.12836
152	45.05	64.87	33.16	1.65570	45.05	64.87	32.53	2.12728
153	45.05	63.61	31.30	1.64595	45.05	63.61	31.30	2.06397
154	45.05	62.35	30.73	1.61494	45.05	62.35	30.08	2.06327
155	45.05	61.09	29.52	1.61410	45.05	61.09	28.86	2.06858
156	45.05	59.83	28.31	1.58483	45.05	59.83	27.64	2.02753
157	45.05	58.57	26.43	1.58016	45.05	58.57	26.43	2.01943
158	45.05	57.31	25.22	1.53832	45.05	57.31	25.22	1.96870
159	45.05	56.05	24.02	1.53657	45.05	56.05	24.02	1.97804
160	45.05	54.79	23.55	1.56337	45.05	54.79	23.55	2.33742
161	46.46	73.69	42.06	1.88830	46.46	73.69	40.25	2.16407
162	46.46	72.43	40.84	1.86758	46.46	72.43	39.00	2.15886
163	46.46	71.17	38.98	1.84140	46.46	71.17	37.77	2.12102
164	46.46	69.91	37.75	1.82004	46.46	69.91	36.53	2.11682
165	46.46	68.65	36.53	1.78853	46.46	68.65	35.29	2.07807
166	46.46	67.39	35.31	1.77744	46.46	67.39	34.05	2.07499

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	46.46	66.13	34.09	1.74598	46.46	66.13	32.82	2.03563
168	46.46	64.87	32.87	1.72270	46.46	64.87	31.59	2.03382
169	46.46	63.61	31.66	1.69183	46.46	63.61	30.36	1.99437
170	46.46	62.35	30.45	1.68164	46.46	62.35	29.78	2.24504
171	46.46	61.09	29.25	1.66414	46.46	61.09	28.57	2.19782
172	46.46	59.83	28.05	1.63196	46.46	59.83	27.36	2.18166
173	46.46	58.57	26.86	1.65232	46.46	58.57	26.15	2.20456
174	46.46	57.31	25.67	1.62951	46.46	57.31	24.96	2.15419
175	46.46	56.05	24.49	1.61922	46.46	56.05	23.76	2.16284
176	46.46	54.79	22.58	1.60506	46.46	54.79	22.58	2.13397
177	47.87	73.69	41.76	1.97188	47.87	73.69	39.91	2.22005
178	47.87	72.43	40.54	1.93916	47.87	72.43	38.67	2.21594
179	47.87	71.17	39.32	1.89718	47.87	71.17	37.44	2.17843
180	47.87	69.91	38.11	1.88632	47.87	69.91	36.20	2.17575
181	47.87	68.65	36.89	1.86078	47.87	68.65	34.97	2.13739
182	47.87	67.39	35.69	1.86724	47.87	67.39	33.74	2.13630
183	47.87	66.13	34.48	1.84185	47.87	66.13	32.51	2.09739
184	47.87	64.87	33.28	1.83568	47.87	64.87	31.28	2.09814
185	47.87	63.61	31.39	1.80248	47.87	63.61	30.06	2.05921
186	47.87	62.35	30.18	1.79384	47.87	62.35	28.84	2.06220
187	47.87	61.09	28.99	1.75059	47.87	61.09	27.62	2.02411
188	47.87	59.83	27.80	1.72998	47.87	59.83	26.41	2.02995
189	47.87	58.57	26.61	1.72665	47.87	58.57	25.20	1.99425
190	47.87	57.31	25.43	1.69361	47.87	57.31	24.00	2.04158
191	47.87	56.05	24.26	1.68170	47.87	56.05	22.80	2.06371
192	47.87	54.79	23.10	1.65946	47.87	54.79	21.61	2.02964
193	49.28	73.69	42.13	2.09796	49.28	73.69	39.58	2.31701
194	49.28	72.43	40.25	2.07157	49.28	72.43	38.35	2.27716
195	49.28	71.17	39.04	2.03035	49.28	71.17	37.11	2.23954
196	49.28	69.91	37.83	2.01035	49.28	69.91	35.88	2.23831
197	49.28	68.65	36.62	1.97722	49.28	68.65	34.65	2.19989
198	49.28	67.39	35.41	1.96885	49.28	67.39	33.43	2.20077
199	49.28	66.13	34.21	1.92710	49.28	66.13	32.20	2.16187
200	49.28	64.87	33.02	1.90809	49.28	64.87	30.98	2.16524
201	49.28	63.61	31.83	1.87532	49.28	63.61	29.76	2.12641
202	49.28	62.35	30.64	1.89265	49.28	62.35	28.55	2.13285
203	49.28	61.09	29.47	1.87253	49.28	61.09	27.34	2.09497
204	49.28	59.83	27.55	1.85422	49.28	59.83	26.13	2.10532
205	49.28	58.57	26.38	1.82059	49.28	58.57	24.93	2.06992
206	49.28	57.31	25.21	1.79365	49.28	57.31	23.74	2.08554
207	49.28	56.05	24.05	1.79575	49.28	56.05	22.55	2.05534
208	49.28	54.79	22.90	1.75298	49.28	54.79	21.37	2.11715

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	50.69	73.69	41.85	2.19138	50.69	73.69	39.26	2.38612
210	50.69	72.43	40.65	2.15709	50.69	72.43	38.03	2.34555
211	50.69	71.17	39.44	2.13460	50.69	71.17	36.80	2.30725
212	50.69	69.91	38.25	2.12843	50.69	69.91	35.57	2.30741
213	50.69	68.65	37.05	2.10665	50.69	68.65	34.35	2.26832
214	50.69	67.39	35.15	2.10596	50.69	67.39	33.13	2.27115
215	50.69	66.13	33.96	2.05925	50.69	66.13	31.91	2.23162
216	50.69	64.87	32.77	2.04576	50.69	64.87	30.69	2.23765
217	50.69	63.61	31.59	2.01021	50.69	63.61	29.48	2.19826
218	50.69	62.35	30.41	1.98675	50.69	62.35	28.27	2.20826
219	50.69	61.09	29.24	1.95221	50.69	61.09	27.07	2.16993
220	50.69	59.83	28.08	1.95081	50.69	59.83	25.87	2.18507
221	50.69	58.57	24.68	1.94746	50.69	58.57	24.68	2.14936
222	50.69	57.31	25.00	1.93441	50.69	57.31	23.49	2.17141
223	50.69	56.05	23.85	1.87829	50.69	56.05	22.32	2.14103
224	50.69	54.79	22.72	1.88154	50.69	54.79	21.15	2.17283
225	52.10	73.69	41.58	2.31037	52.10	73.69	38.95	2.46754
226	52.10	72.43	40.38	2.30528	52.10	72.43	37.72	2.42553
227	52.10	71.17	39.18	2.26066	52.10	71.17	36.49	2.38583
228	52.10	69.91	37.99	2.24987	52.10	69.91	35.27	2.38741
229	52.10	68.65	36.80	2.21503	52.10	68.65	34.05	2.34687
230	52.10	67.39	35.62	2.20241	52.10	67.39	32.83	2.35171
231	52.10	66.13	34.44	2.18324	52.10	66.13	31.62	2.31071
232	52.10	64.87	33.27	2.19601	52.10	64.87	30.41	2.31950
233	52.10	63.61	31.36	2.16161	52.10	63.61	29.20	2.27864
234	52.10	62.35	30.19	2.14287	52.10	62.35	28.00	2.29239
235	52.10	61.09	29.03	2.10494	52.10	61.09	26.81	2.25267
236	52.10	59.83	27.87	2.08955	52.10	59.83	25.62	2.27287
237	52.10	58.57	26.73	2.05341	52.10	58.57	24.43	2.23589
238	52.10	57.31	25.60	2.06813	52.10	57.31	23.26	2.26487
239	52.10	56.05	22.09	2.01894	52.10	56.05	22.09	2.23338
240	52.10	54.79	22.55	2.02376	52.10	54.79	20.94	2.27479
241	53.51	73.69	42.03	2.45430	53.51	73.69	39.28	2.68733
242	53.51	72.43	40.84	2.46562	53.51	72.43	38.07	2.64737
243	53.51	71.17	38.93	2.42395	53.51	71.17	36.85	2.61011
244	53.51	69.91	37.75	2.41684	53.51	69.91	35.64	2.62103
245	53.51	68.65	36.56	2.36915	53.51	68.65	34.44	2.58340
246	53.51	67.39	35.39	2.37159	53.51	67.39	32.55	2.44881
247	53.51	66.13	34.22	2.32646	53.51	66.13	31.34	2.40525
248	53.51	64.87	33.06	2.28176	53.51	64.87	30.14	2.41713
249	53.51	63.61	31.90	2.29458	53.51	63.61	28.94	2.37363
250	53.51	62.35	27.75	2.27015	53.51	62.35	27.75	2.33511

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	53.51	61.09	26.56	2.26727	53.51	61.09	26.56	2.34915
252	53.51	59.83	25.38	2.21585	53.51	59.83	25.38	2.31315
253	53.51	58.57	26.55	2.21181	53.51	58.57	24.20	2.33538
254	53.51	57.31	23.04	2.16473	53.51	57.31	23.04	2.30439
255	53.51	56.05	21.89	2.16795	53.51	56.05	21.89	2.33808
256	53.51	54.79	20.75	2.11986	53.51	54.79	20.75	2.31633

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

SLOPE STABILITY ANALYSIS

프 로 젝 트 명 : 파전제 1교 A1(치환)
회 사 명 :
사 용 자 :
해 석 방 법 : BISHOP SIMPLIFIED METHOD

SOIL PARAMETERS

지층번호	지층명	단위중량(t/㎥) 전체	포화	점착력 (t/㎡)	내부마찰각 (ϕ)	마찰저항 (kg/cm²)	탄성계수(t/㎡) 파괴면상부	파괴면하부	지하수조건 HA	HB
1	교대	1.00	1.10	450.00	50.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0
2	성토층	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
3	치환	1.90	2.00	1.50	25.00	0.00	3000.00	3000.00	0.0	0.0
4	붕적층	1.70	1.80	0.30	27.00	0.00	2300.00	2300.00	0.0	0.0
5	퇴적층(점토)	1.70	1.80	2.00	0.00	0.00	500.00	500.00	0.0	0.0
6	퇴적층(모래)	1.80	1.90	0.50	27.00	0.00	1500.00	1500.00	0.0	0.0
7	퇴적층(자갈)	1.90	2.00	0.00	32.00	0.00	4000.00	4000.00	0.0	0.0
8	풍화암	2.00	2.10	2.90	31.00	0.00	20000.00	20000.00	0.0	0.0
9	연암	2.30	2.40	25.00	33.00	0.00	240000.00	240000.00	0.0	0.0
10	경암	2.60	2.70	180.00	39.00	0.00	1000000.00	1000000.00	0.0	0.0

BOUNDARY COORDINATES

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	35.70	2	34.90	35.90
3	36.20	36.30	4	47.10	36.20
5	51.60	38.70	6	52.60	38.70
7	52.60	39.70	8	53.90	39.70
9	53.90	43.00	10	54.40	43.00
11	85.80	43.00	12	102.20	43.00
13	107.80	43.00	14	52.60	36.50
15	50.00	36.50	16	50.00	36.20
17	50.00	35.00	18	57.80	35.00
19	57.80	36.30	20	57.80	36.50
21	54.40	36.50	22	66.50	36.70
23	0.00	34.10	24	23.90	34.00

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

25	57.60	33.60	26	73.40	34.20
27	93.40	41.50	28	0.00	32.80
29	23.90	32.60	30	57.60	32.60
31	57.60	30.10	32	0.00	29.00
33	23.90	29.10	34	57.60	28.60
35	79.90	35.70	36	93.40	37.90
37	107.80	40.50	38	0.00	28.00
39	23.90	28.10	40	27.90	0.00
41	53.40	17.70	42	73.40	26.30
43	93.40	33.20	44	107.80	35.50
45	0.00	0.00	46	48.90	33.70
47	50.00	32.60	48	57.80	32.60
49	58.80	33.70	50	61.70	36.50
51	46.40	36.20	52	0.00	0.00

WATER CONDITION

좌표번호	X 좌표	Y 좌표	좌표번호	X 좌표	Y 좌표
1	0.00	31.30	2	107.80	31.30

PILE DATA

말뚝번호	설치위치	설치높이	길이	직경	간격비	두부조건	선단조건
1	50.80	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
2	52.35	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
3	53.90	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
4	55.45	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3
5	57.00	35.00	9.00	0.61	0.61	2	3

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

사면안정해석결과

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
1	41.26	60.00	29.98	2.51525	41.26	60.00	29.98	3.54459
2	41.26	58.64	28.89	2.61879	41.26	58.64	28.89	3.87999
3	41.26	57.28	27.83	2.66906	41.26	57.28	27.83	4.05189
4	41.26	55.92	26.80	2.71147	41.26	55.92	26.80	4.17277
5	41.26	54.56	25.79	2.99856	41.26	54.56	25.79	4.70989
6	41.26	53.20	24.82	3.22960	41.26	53.20	24.82	5.08853
7	41.26	51.84	23.89	5.76075	41.26	51.84	23.89	7.85859
8	41.26	50.48	23.00	6.92517	41.26	50.48	16.61	8.27820
9	41.26	49.12	22.16	8.04380	41.26	49.12	15.43	8.83759
10	41.26	47.76	14.85	6.52209	41.26	47.76	14.85	6.52209
11	41.26	46.40	13.79	6.80984	41.26	46.40	13.79	6.80984
12	41.26	45.04	13.49	7.58582	41.26	45.04	13.49	7.58582
13	41.26	43.68	12.60	8.52267	41.26	43.68	12.60	8.52267
14	41.26	42.32	12.65	8.50542	41.26	42.32	12.65	8.73946
15	41.26	40.96	12.01	9.82731	41.26	40.96	12.01	10.13021
16	41.26	39.60	24.89	15.99301	41.26	39.60	24.89	15.99301
17	42.83	60.00	29.17	2.36350	42.83	60.00	29.17	3.32574
18	42.83	58.64	28.06	2.35840	42.83	58.64	28.06	3.37519
19	42.83	57.28	26.97	2.35581	42.83	57.28	26.97	3.46866
20	42.83	55.92	25.90	2.45058	42.83	55.92	25.90	3.77755
21	42.83	54.56	24.86	2.45943	42.83	54.56	24.86	3.92544
22	42.83	53.20	23.85	2.63289	42.83	53.20	23.85	4.36302
23	42.83	51.84	22.88	2.70204	42.83	51.84	22.88	4.58775
24	42.83	50.48	21.23	2.89250	42.83	50.48	21.23	4.60328
25	42.83	49.12	20.32	3.04493	42.83	49.12	20.32	5.02125
26	42.83	47.76	19.46	4.89653	42.83	47.76	19.46	7.24049
27	42.83	46.40	12.84	6.55493	42.83	46.40	12.84	6.55493
28	42.83	45.04	11.77	6.91300	42.83	45.04	11.77	6.91300
29	42.83	43.68	11.55	6.52738	42.83	43.68	11.55	6.52738
30	42.83	42.32	10.68	7.38177	42.83	42.32	10.68	7.38177
31	42.83	40.96	10.78	8.07526	42.83	40.96	10.78	8.43274
32	42.83	39.60	10.21	9.02791	42.83	39.60	10.21	9.64837
33	44.40	60.00	28.41	2.12176	44.40	60.00	28.41	2.90169
34	44.40	58.64	27.27	2.13687	44.40	58.64	27.27	2.96830
35	44.40	57.28	26.14	2.18687	44.40	57.28	26.14	3.18042
36	44.40	55.92	25.04	2.20118	44.40	55.92	25.04	3.29422
37	44.40	54.56	23.97	2.26924	44.40	54.56	23.97	3.58365
38	44.40	53.20	22.92	2.29421	44.40	53.20	22.92	3.75366
39	44.40	51.84	21.25	2.30621	44.40	51.84	21.25	3.42535
40	44.40	50.48	20.25	2.41357	44.40	50.48	20.25	3.80410

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
41	44.40	49.12	19.29	2.60586	44.40	49.12	19.29	4.35509
42	44.40	47.76	18.38	2.71540	44.40	47.76	18.38	4.69038
43	44.40	46.40	17.53	3.05793	44.40	46.40	17.53	5.49562
44	44.40	45.04	16.75	4.75344	44.40	45.04	10.72	5.60235
45	44.40	43.68	10.29	5.08637	44.40	43.68	10.29	5.08637
46	44.40	42.32	9.36	5.11555	44.40	42.32	9.36	5.11555
47	44.40	40.96	9.38	6.58833	44.40	40.96	8.55	6.77011
48	44.40	39.60	7.89	7.44967	44.40	39.60	7.89	7.45288
49	45.97	60.00	27.70	1.93862	45.97	60.00	27.70	2.53659
50	45.97	58.64	26.52	1.97172	45.97	58.64	26.52	2.64807
51	45.97	57.28	25.37	1.97315	45.97	57.28	25.37	2.76364
52	45.97	55.92	24.23	2.03590	45.97	55.92	24.23	2.93221
53	45.97	54.56	23.12	2.02828	45.97	54.56	23.12	3.08759
54	45.97	53.20	22.04	2.11423	45.97	53.20	22.04	3.32306
55	45.97	51.84	20.36	2.07838	45.97	51.84	20.36	3.02500
56	45.97	50.48	19.31	2.13561	45.97	50.48	19.31	3.24047
57	45.97	49.12	18.30	2.23614	45.97	49.12	18.30	3.66305
58	45.97	47.76	17.35	2.40714	45.97	47.76	17.35	4.18447
59	45.97	46.40	16.45	2.46573	45.97	46.40	16.45	4.48923
60	45.97	45.04	15.61	2.81439	45.97	45.04	15.61	5.34607
61	45.97	43.68	14.86	3.01794	45.97	43.68	8.85	4.11458
62	45.97	42.32	7.74	4.43726	45.97	42.32	7.74	4.43726
63	45.97	40.96	7.46	4.28471	45.97	40.96	7.46	4.28471
64	45.97	39.60	6.68	4.95170	45.97	39.60	6.68	4.95918
65	47.54	60.00	26.94	1.79599	47.54	60.00	26.94	2.22020
66	47.54	58.64	25.73	1.75951	47.54	58.64	25.73	2.22405
67	47.54	57.28	24.54	1.75748	47.54	57.28	24.54	2.29523
68	47.54	55.92	23.38	1.79134	47.54	55.92	23.38	2.42043
69	47.54	54.56	22.23	1.88044	47.54	54.56	22.23	2.61227
70	47.54	53.20	21.11	1.88227	47.54	53.20	21.11	2.74965
71	47.54	51.84	22.04	1.93859	47.54	51.84	20.02	3.07062
72	47.54	50.48	18.96	1.97156	47.54	50.48	18.96	3.18588
73	47.54	49.12	17.94	2.08144	47.54	49.12	17.94	3.65775
74	47.54	47.76	16.98	2.11627	47.54	47.76	16.98	3.91763
75	47.54	46.40	15.14	2.18574	47.54	46.40	15.14	3.62028
76	47.54	45.04	14.27	2.44009	47.54	45.04	14.27	4.47668
77	47.54	43.68	13.48	2.51584	47.54	43.68	7.50	4.18503
78	47.54	42.32	12.79	2.99556	47.54	42.32	6.58	3.70267
79	47.54	40.96	5.85	3.38929	47.54	40.96	5.85	3.38929
80	47.54	39.60	5.56	3.61343	47.54	39.60	5.56	3.61343
81	49.11	60.00	26.52	1.83000	49.11	60.00	26.52	2.12516
82	49.11	58.64	25.31	1.78503	49.11	58.64	25.31	2.15964

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
83	49.11	57.28	24.11	1.78997	49.11	57.28	24.11	2.27565
84	49.11	55.92	22.94	1.74546	49.11	55.92	22.94	2.32486
85	49.11	54.56	21.28	1.70041	49.11	54.56	21.28	2.08190
86	49.11	53.20	20.12	1.70513	49.11	53.20	20.12	2.21769
87	49.11	51.84	18.99	1.66764	49.11	51.84	18.99	2.29282
88	49.11	50.48	17.89	1.76030	49.11	50.48	17.89	2.52207
89	49.11	49.12	16.84	1.77874	49.11	49.12	16.84	2.71380
90	49.11	47.76	15.82	1.88481	49.11	47.76	15.82	3.13593
91	49.11	46.40	14.17	1.83071	49.11	46.40	14.17	2.83286
92	49.11	45.04	13.23	1.95374	49.11	45.04	13.23	3.36075
93	49.11	43.68	12.37	2.23476	49.11	43.68	12.37	4.28061
94	49.11	42.32	11.61	2.56664	49.11	42.32	11.61	5.51161
95	49.11	40.96	10.96	2.73815	49.11	40.96	10.96	6.39865
96	49.11	39.60	10.45	3.68864	49.11	39.60	8.63	8.44942
97	50.68	60.00	28.50	1.83340	50.68	60.00	25.96	2.06579
98	50.68	58.64	24.72	1.83958	50.68	58.64	24.72	2.05446
99	50.68	57.28	23.94	1.80643	50.68	57.28	23.50	2.10288
100	50.68	55.92	22.76	1.80271	50.68	55.92	22.29	2.10537
101	50.68	54.56	21.10	1.75421	50.68	54.56	21.10	2.16127
102	50.68	53.20	19.93	1.71250	50.68	53.20	19.44	2.00369
103	50.68	51.84	18.27	1.69613	50.68	51.84	18.27	2.01081
104	50.68	50.48	17.12	1.66270	50.68	50.48	17.12	2.15090
105	50.68	49.12	16.01	1.68011	50.68	49.12	16.01	2.34058
106	50.68	47.76	14.94	1.65398	50.68	47.76	14.94	2.42355
107	50.68	46.40	13.27	1.68181	50.68	46.40	13.27	2.32980
108	50.68	45.04	12.26	1.68149	50.68	45.04	12.26	2.52096
109	50.68	43.68	11.33	1.83163	50.68	43.68	11.33	3.17022
110	50.68	42.32	10.48	2.04178	50.68	42.32	10.48	3.94856
111	50.68	40.96	11.50	2.42513	50.68	40.96	9.76	5.54579
112	50.68	39.60	11.02	3.16439	50.68	39.60	7.40	7.74610
113	52.25	60.00	28.06	1.75606	52.25	60.00	25.82	2.10596
114	52.25	58.64	26.40	1.82369	52.25	58.64	24.20	1.99119
115	52.25	57.28	25.26	1.76004	52.25	57.28	22.94	2.01500
116	52.25	55.92	24.14	1.75826	52.25	55.92	21.70	1.98372
117	52.25	54.56	22.47	1.79339	52.25	54.56	20.48	2.02408
118	52.25	53.20	20.80	1.77791	52.25	53.20	19.27	2.08699
119	52.25	51.84	20.32	1.72177	52.25	51.84	17.62	1.93737
120	52.25	50.48	16.42	1.70696	52.25	50.48	16.42	1.92261
121	52.25	49.12	15.26	1.72036	52.25	49.12	15.26	2.01033
122	52.25	47.76	15.33	1.72206	52.25	47.76	14.13	2.14515
123	52.25	46.40	15.03	1.72180	52.25	46.40	13.04	2.35723
124	52.25	45.04	12.01	1.72711	52.25	45.04	11.37	2.15941

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
125	52.25	43.68	11.05	1.80675	52.25	43.68	10.35	2.66359
126	52.25	42.32	11.80	1.91226	52.25	42.32	9.42	3.24396
127	52.25	40.96	10.28	2.22496	52.25	40.96	8.60	4.59531
128	52.25	39.60	9.73	2.84050	52.25	39.60	7.93	7.84091
129	53.82	60.00	27.87	1.81042	53.82	60.00	25.34	2.09031
130	53.82	58.64	26.21	1.80167	53.82	58.64	24.07	2.10329
131	53.82	57.28	25.06	1.71119	53.82	57.28	22.81	2.07254
132	53.82	55.92	23.39	1.74611	53.82	55.92	21.56	2.09694
133	53.82	54.56	22.26	1.69964	53.82	54.56	19.93	1.98992
134	53.82	53.20	21.15	1.65355	53.82	53.20	18.68	2.02913
135	53.82	51.84	19.49	1.74738	53.82	51.84	17.46	1.98687
136	53.82	50.48	18.42	1.55005	53.82	50.48	16.25	2.04154
137	53.82	49.12	16.75	1.69396	53.82	49.12	14.59	1.90995
138	53.82	47.76	15.73	1.67316	53.82	47.76	13.40	1.98423
139	53.82	46.40	14.76	1.75889	53.82	46.40	12.25	2.10574
140	53.82	45.04	13.12	1.65417	53.82	45.04	11.14	2.16132
141	53.82	43.68	12.25	1.78281	53.82	43.68	10.10	2.39349
142	53.82	42.32	11.47	1.96033	53.82	42.32	9.13	2.95283
143	53.82	40.96	9.10	2.19348	53.82	40.96	7.19	3.48928
144	53.82	40.96	9.10	10000.00000	53.82	40.96	7.19	10000.00000
145	55.39	60.00	27.20	1.88173	55.39	60.00	25.22	2.26268
146	55.39	58.64	26.02	1.79599	55.39	58.64	23.94	2.21855
147	55.39	57.28	24.86	1.73399	55.39	57.28	22.67	2.23047
148	55.39	55.92	23.20	1.79938	55.39	55.92	21.41	2.25583
149	55.39	54.56	22.06	1.76949	55.39	54.56	20.17	2.21944
150	55.39	53.20	20.94	1.75340	55.39	53.20	18.94	2.26434
151	55.39	51.84	19.27	1.83572	55.39	51.84	17.73	2.24636
152	55.39	50.48	18.19	1.68530	55.39	50.48	15.62	2.02692
153	55.39	49.12	16.52	1.78897	55.39	49.12	14.43	2.07858
154	55.39	47.76	15.48	1.75641	55.39	47.76	13.28	2.07304
155	55.39	46.40	13.82	1.87495	55.39	46.40	12.17	2.18510
156	55.39	45.04	12.85	1.80549	55.39	45.04	11.12	2.36717
157	55.39	43.68	11.21	2.04836	55.39	43.68	9.06	2.17106
158	55.39	43.68	11.21	10000.00000	55.39	43.68	9.06	10000.00000
159	55.39	43.68	11.21	10000.00000	55.39	43.68	9.06	10000.00000
160	55.39	43.68	11.21	10000.00000	55.39	43.68	9.06	10000.00000
161	56.96	60.00	27.03	1.99242	56.96	60.00	25.78	2.60099
162	56.96	58.64	25.84	1.87139	56.96	58.64	24.53	2.56524
163	56.96	57.28	24.67	1.87305	56.96	57.28	24.19	2.59497
164	56.96	55.92	23.01	1.90337	56.96	55.92	22.07	2.59519
165	56.96	54.56	21.86	1.87228	56.96	54.56	19.96	2.40044
166	56.96	53.20	20.19	1.96861	56.96	53.20	18.76	2.36464

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
167	56.96	51.84	19.06	1.83932	56.96	51.84	17.57	2.42077
168	56.96	50.48	17.96	1.97011	56.96	50.48	16.42	2.41873
169	56.96	49.12	16.29	1.92982	56.96	49.12	15.29	2.52102
170	56.96	47.76	15.23	1.97568	56.96	47.76	14.21	2.68105
171	56.96	46.40	13.18	2.09320	56.96	46.40	12.12	2.47894
172	56.96	45.04	12.22	2.05906	56.96	45.04	11.13	2.52721
173	56.96	43.68	11.34	2.21277	56.96	43.68	10.23	2.91631
174	56.96	43.68	11.34	10000.00000	56.96	43.68	10.23	10000.00000
175	56.96	43.68	11.34	10000.00000	56.96	43.68	10.23	10000.00000
176	56.96	43.68	11.34	10000.00000	56.96	43.68	10.23	10000.00000
177	58.53	60.00	26.87	2.11323	58.53	60.00	26.87	2.60066
178	58.53	58.64	25.67	1.98768	58.53	58.64	25.67	2.55831
179	58.53	57.28	24.49	1.95304	58.53	57.28	24.01	2.55552
180	58.53	55.92	22.82	2.06305	58.53	55.92	22.82	2.55251
181	58.53	54.56	21.66	2.02308	58.53	54.56	21.66	2.60603
182	58.53	53.20	20.52	2.28766	58.53	53.20	19.55	2.62253
183	58.53	51.84	18.42	2.14584	58.53	51.84	18.42	2.45216
184	58.53	50.48	17.32	2.07377	58.53	50.48	17.32	2.51145
185	58.53	49.12	16.26	2.05795	58.53	49.12	16.26	2.58798
186	58.53	47.76	14.18	2.37696	58.53	47.76	14.18	2.58707
187	58.53	46.40	13.21	2.22517	58.53	46.40	13.21	2.61070
188	58.53	45.04	12.31	2.13092	58.53	45.04	12.31	2.70684
189	58.53	43.68	10.38	2.40938	58.53	43.68	10.38	2.75130
190	58.53	43.68	10.38	10000.00000	58.53	43.68	10.38	10000.00000
191	58.53	43.68	10.38	10000.00000	58.53	43.68	10.38	10000.00000
192	58.53	43.68	10.38	10000.00000	58.53	43.68	10.38	10000.00000
193	60.10	60.00	27.15	2.53191	60.10	60.00	27.15	3.02242
194	60.10	58.64	25.04	2.41454	60.10	58.64	25.04	2.58031
195	60.10	57.28	23.85	2.33012	60.10	57.28	23.85	2.53924
196	60.10	55.92	22.69	2.19337	60.10	55.92	22.69	2.48199
197	60.10	54.56	21.55	2.11737	60.10	54.56	21.55	2.47463
198	60.10	53.20	20.44	2.66510	60.10	53.20	19.43	3.04935
199	60.10	51.84	18.33	2.38600	60.10	51.84	18.33	2.54730
200	60.10	50.48	17.27	2.24504	60.10	50.48	17.27	2.50127
201	60.10	49.12	16.25	2.19859	60.10	49.12	16.25	2.55732
202	60.10	47.76	15.28	2.89564	60.10	47.76	15.28	3.40448
203	60.10	46.40	13.28	2.32183	60.10	46.40	13.28	2.58741
204	60.10	45.04	12.44	3.21366	60.10	45.04	12.44	3.70011
205	60.10	43.68	11.70	3.47304	60.10	43.68	11.70	4.22478
206	60.10	43.68	11.70	10000.00000	60.10	43.68	11.70	10000.00000
207	60.10	43.68	11.70	10000.00000	60.10	43.68	11.70	10000.00000
208	60.10	43.68	11.70	10000.00000	60.10	43.68	11.70	10000.00000

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
209	61.67	60.00	26.99	2.69080	61.67	60.00	26.99	2.96849
210	61.67	58.64	25.83	2.98892	61.67	58.64	25.83	3.32245
211	61.67	57.28	24.69	3.07330	61.67	57.28	24.69	3.49242
212	61.67	55.92	22.56	2.42785	61.67	55.92	22.56	2.56160
213	61.67	54.56	21.45	2.29232	61.67	54.56	21.45	2.46399
214	61.67	53.20	20.37	3.01254	61.67	53.20	20.37	3.29025
215	61.67	51.84	19.32	3.28261	61.67	51.84	19.32	3.62446
216	61.67	50.48	18.31	3.56916	61.67	50.48	18.31	4.07263
217	61.67	49.12	17.36	3.57010	61.67	49.12	17.36	4.24515
218	61.67	47.76	15.36	3.72855	61.67	47.76	15.36	4.07090
219	61.67	46.40	14.51	3.78868	61.67	46.40	14.51	4.29636
220	61.67	45.04	13.75	4.53050	61.67	45.04	13.75	5.35769
221	61.67	43.68	13.09	4.93249	61.67	43.68	13.09	6.19795
222	61.67	43.68	13.09	10000.00000	61.67	43.68	13.09	10000.00000
223	61.67	43.68	13.09	10000.00000	61.67	43.68	13.09	10000.00000
224	61.67	43.68	13.09	10000.00000	61.67	43.68	13.09	10000.00000
225	63.24	60.00	27.82	3.78283	63.24	60.00	27.82	4.22095
226	63.24	58.64	25.69	3.34763	63.24	58.64	25.69	3.49350
227	63.24	57.28	24.57	3.58092	63.24	57.28	24.57	3.77141
228	63.24	55.92	23.48	3.80514	63.24	55.92	23.48	4.08328
229	63.24	54.56	22.41	3.97164	63.24	54.56	22.41	4.30298
230	63.24	53.20	21.38	4.28839	63.24	53.20	21.38	4.75617
231	63.24	51.84	20.38	4.49388	63.24	51.84	20.38	5.11024
232	63.24	50.48	18.35	4.27840	63.24	50.48	18.35	4.56504
233	63.24	49.12	17.43	4.36912	63.24	49.12	17.43	4.74276
234	63.24	47.76	16.58	5.18925	63.24	47.76	16.58	5.83797
235	63.24	46.40	15.80	7.72306	63.24	46.40	15.80	8.51251
236	63.24	45.04	15.11	9.74027	63.24	45.04	15.11	11.04369
237	63.24	43.68	13.39	9.13047	63.24	43.68	13.39	9.95351
238	63.24	43.68	13.39	10000.00000	63.24	43.68	13.39	10000.00000
239	63.24	43.68	13.39	10000.00000	63.24	43.68	13.39	10000.00000
240	63.24	43.68	13.39	10000.00000	63.24	43.68	13.39	10000.00000
241	64.81	60.00	27.70	4.81787	64.81	60.00	27.70	5.05671
242	64.81	58.64	26.59	5.23394	64.81	58.64	26.59	5.51268
243	64.81	57.28	25.51	6.80228	64.81	57.28	25.51	7.14317
244	64.81	55.92	24.46	7.73163	64.81	55.92	24.46	8.17134
245	64.81	54.56	23.44	8.97945	64.81	54.56	23.44	9.58504
246	64.81	53.20	22.45	9.17046	64.81	53.20	22.45	9.85429
247	64.81	51.84	20.42	8.06656	64.81	51.84	20.42	8.40961
248	64.81	50.48	19.51	9.12651	64.81	50.48	19.51	9.59452
249	64.81	49.12	18.66	10.04942	64.81	49.12	18.66	10.68711
250	64.81	47.76	17.86	11.19525	64.81	47.76	17.86	12.01611

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..

번호	WITHOUT REINFORCEMENT				WITH REINFORCEMENT			
	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률	X 좌표	Y 좌표	반경	안전률
251	64.81	46.40	17.14	11.86813	64.81	46.40	17.14	13.03547
252	64.81	45.04	20.73	12.49126	64.81	45.04	15.38	14.14238
253	64.81	43.68	19.28	13.91782	64.81	43.68	14.84	15.46657
254	64.81	43.68	19.28	10000.00000	64.81	43.68	14.84	10000.00000
255	64.81	43.68	19.28	10000.00000	64.81	43.68	14.84	10000.00000
256	64.81	43.68	19.28	10000.00000	64.81	43.68	14.84	10000.00000

Copyright(c) 2000. 1 SLOPILE Ver 3.0 All rights reserved E&G Construction Engineering Co., Ltd..